

هندسة الأساسات

تصميم وتنفيذ الأساسات السطحية

أستاذ دكتور مهندس
السيد عبد الفتاح القوي



مقدمة

بالرغم من أن علم الأساسات من العلوم الحديثة التي ظهرت في نهاية الربع الأول من القرن العشرين إلا أن استخداماته ومبادئه أحس الإنسان القديم بها وتناولها في مبائيه منذ القدم . فالإنسان المصري القديم كان بفطرته يختار الأرض القوية لبناء مساكنه ومعابده ومقابره مثلما اختار هضبة الهرم لبناء الأهرام عليها رغم بعد هذه الهضبة عن مجرى النيل الذي كان ينقل فيه أحجاره من جنوب الوادي ، كما استخدم العديد من مبادئ علم الأساسات عند تنفيذ مبائيه ومعابده والتي مازالت باقية حتى الآن شاهدة على عظمة هذا الإنسان .

ومنذ أكثر من ألف سنة كتب أحد المهندسين الرومانيين (وإسمه فيتروفيوس) ينقص مبادئ علم الأساسات فيما يلي : " أن الأساسات وهي الجزء الأسفل من المبنى يجب أن توضع على تربة صلبة إن وجدت وفي حالة عدم وجودها يجب حفر الأرض تحتها للوصول إلى هذه التربة كما يجب التأكد من عدم زيادة ثقل المبنى عن قوة تحمل التربة التي تحتها وإلا حدث هبوط للمبنى " .

ومستولية مهندس الأساسات كبيرة وخطيرة ولاحتتمل الخطأ ، فالخطأ في الأساسات هو الخطأ الأول والأخير والذي قد يترتب عليه إتهيار المبنى بالكامل . ودائما ما نقول لطلابنا في أقسام الهندسة المدنية بأن خطأ الطبيب قد لا يتعدى وفاة مريض واحد ، وقد يدفن خطأ الطبيب مع مريضه ، وقد يقال إنهى عمر المريض وهذا أجله ، وخطأ السائق الذي يقود ركابه إلى الموت قد يقال عنه قضاء وقدر . . . إلخ وهكذا فإن خطأ الآخرين سرعان ما يذوب في عالم النسيان ، أما عمل المهندس المدني فيبقى دائما واضحا للعيان وخطأه مكتشوف للجميع ولضيقته منشورة وقد يكون ضحاياه بالعشرات أو المئات إذا أدى خطأه إلى إتهيار مبنى .

وهذا الجزء من مرجعنا ضم ثمانية أبواب تحتوي على ثمان موضوعات هامة من علم هندسة الأساسات بدأت بباب عن استكشاف التربة وأبحاث الموقع وقدمنا في هذا الباب تفصيل خطوات إعداد تقرير التربة والأساسات وهو أول مستند هندسي إنشائي لازم لأي مبنى يراود تنفيذه ، وخصص الباب الثاني لطرق حساب قدرة تحمل التربة سواء الحسابية منها أو الموقعية وضم الباب الثالث أنواع الأساسات السطحية وأحمالها والضغط عليها كما ضم طريقتي التصميم بالإجهادات القصوى وبالإجهادات التشغيل وضم هذا الباب أيضا كيفية تنفيذ الأساسات من إحلال وخرسانات ورسومات ، وخصص الباب الرابع لتصميم القواعد المنفصلة بطريقتي التصميم المذكورتين . أما تصميم الأساسات الشريطية فلقد إختص بها الباب الخامس ، وفي الباب السادس قدمنا تصميم القواعد المشتركة والكابولية ، وإحتوى الباب السابع على

الطرق التقريبية والتقليدية لتصميم اللبشة ، ثم قدمنا في الباب الثامن التحليل العددي للأساسات باستخدام طرق التحليل المختلفة والحديثة التي تعتمد على استخدام الكمبيوتر ، ولقد أوردنا عددا وفيرا من الأمثلة المحولة على الطرق والنظريات المختلفة الواردة بهذا الكتاب كما أوردنا من الكود المصري التجارب الموقعية وما يخص الموضوعات المعروضة ، كما راعينا الإشارة الدائمة للكودات الأخرى العربية منها والعالمية ، كما قدمنا في نهاية كل باب عددا كبيرا من المسائل ليستطيع القارئ تطبيق الطرق المختلفة لتصميم عليها .

ولقد استخدمنا في هذا المرجع أسلوب التصميم بطريقة إجهادات التشغيل والتي مازال عدد كبير من المهندسين يستخدمها في الوقت الحاضر وطريقة الإجهادات القصوى وهي الطريقة الأحدث التي يتجه إلى استخدامها المهندسون ولقد أوردنا العديد من الأمثلة العددية بهذين الأسلوبين

أما فيما يخص لغة هذا المرجع فلقد إتبعنا الأسلوب ثنائي اللغة الذي إتهجناه في كتابنا " ميكانيكا التربة " والذي لاقى استحسانا كبيرا في مصر والعالم العربي وهذا الأسلوب يعتمد على تقديم الموضوعات وشرحها باللغة العربية لإيماننا المطلق بأن اللغة العربية تستوعب العلوم الحديثة مع احتفاظنا بكتابة المعادلات والعلاقات والمصطلحات والأمثلة والمسائل باللغة الإنجليزية حتى يتمكن القارئ من الرجوع إلى المراجع الأجنبية لمواكبة وملاحقة التطورات التي تحدث في هذا المجال .

وإتنا على وعد مع قرائنا بإصدار الجزء الثاني من هذا الكتاب وإن شاء الله سوف يتضمن هذا الجزء باقي موضوعات علم هندسة الأساسات مثل الأساسات العميقة من خوازيق وهامات ودعامات وقيسونات ، الحوائط السائدة ، السقائر اللوحية والأساسات الدائرية للخزانات والأبراج، أساسات خزانات البترول ومنصات البترول ، والأساسات الحديثة ، وترميم ومعالجة الأساسات ونظم تصريف المياه الأرضية وقواعد الماكينات وغيرها من الموضوعات الهامة في هذا العلم .

وإتنا إذ نقدم هذا الكتاب للعاملين والمهتمين بمجال البناء والإحشاء - المهندسين المدنيين والمعماريين وطلاب كليات الهندسة والمعاهد العليا للتكنولوجيا نسأل الله أن تعم فائدته الجميع .

الأستاذ الدكتور/ السيد عبد الفتاح القصبي

أستاذ ورئيس قسم الهندسة المدنية

المعهد العالي للتكنولوجيا بينها

فهرس

صفحة

الموضوع

٧	مقدمة
٩	الباب الأول: إستكشاف التربة وأبحاث الموقع
٩	♦ أهمية أبحاث الموقع
٩	♦ البيانات المطلوبة من أبحاث الموقع
١٠	♦ برنامج إستكشاف التربة
١٠	♦ الخطوات التفصيلية لإستكشاف التربة
١١	أولاً : المعلومات الأساسية المتاحة
١١	ثانياً : إستطلاع الموقع
١٢	ثالثاً : جسات التربة
٢٥	رابعاً : عينات للتربة
٣٢	خامساً : الإختبارات الموقعية
٤٣	سادساً : المياه الجوفية
٤٦	سابعاً : إعداد تقرير أبحاث التربة
٤٦	ثامناً : تحليل النتائج ودراستها
٦٣	تاسعاً : إعداد تقارير أبحاث التربة
٦٤	♦ إستكشاف التربة بالطرق الجيو فيزيائية
٦٤	أولاً : طرق إستكشاف الزلزالي
٧٠	ثانياً : طرق الإستكشاف بالمسح الكهربى
٧٥	♦ الإختبارات وفقاً للكوود المصرى
١٠٣	♦ مسائل
١١٣	الباب الثالث: قدرة التحمل
١١٣	مقدمة
١١٣	♦ قدرة التحمل القصوى

- ١١٥..... تعيين قدرة التحمل
- ١١٥..... معادلة تراجي لقدرة التحمل
- ١١٧..... تأثير المياه الجوفية
- ١٢١..... معادلة مايرهوف لقدرة التحمل
- ١٢٣..... معادلة هانزن لقدرة التحمل
- ١٢٤..... معادلة فيزك لحساب قدرة التحمل
- ١٢٤..... اختبار معادلة قدرة التحمل
- ١٣٠..... قدرة تحمل التربة الصافية والأمنة والمسموح بها
- ١٣٥..... الأساسات الغير مركزية الحمل
- ١٤٠..... الأساسات على الطين
- ١٤٢..... قدرة تحمل الصخر
- ١٤٦..... قدرة التحمل للأساسات على التربة الطبقية
- ١٥٥..... قدرة تحمل الأساسات على المنحدرات
- ١٥٨..... قدرة التحمل من اختبار الإختراق القياسي
- ١٦٠..... قدرة التحمل من اختبار الإختراق بالمخروط
- ١٦١..... تعيين قدرة التحمل من اختبار التحميل الموقعي
- ١٦٨..... قيم إسترشادية لقدرة التحمل
- ١٦٩..... هبوط الأساسات السطحية
- ١٨٨..... الهبوط النسبي أو المتفاوت
- ١٩٣..... الإختبارات وفقاً للكوود المصري
- ١٩٩..... مسائل
- ٢١٣..... **الباب الثالث: الأساسات السطحية**
- ٢١٣..... الأساسات والغرض منها
- ٢١٣..... أنواع الأساسات
- ٢١٤..... إختبار نوع الأساس
- ٢١٦..... تحديد عمق التأسيس
- ٢١٧..... الأحمال على الأساسات

٢١٨	✧ توزيع ضغط التماس تحت الأساسات السطحية
٢٢٢	✧ مساحة الأساس وقدرة التحمل
٢٢٥	✧ طرق تصميم القطاعات
٢٢٦	✧ التصميم بطريقة المرونة (طريق إجهادات التشغيل)
٢٢٨	✧ التصميم بطريقة حالات الحدود
٢٢٩	✧ معنى تصميم الأساسات
٢٣٠	✧ المقاطع الحرجة لتصميم الأساسات
٢٣٢	✧ حديد التسليح للأساسات
٢٣٢	✧ أبعاد خرسانية
٢٣٤	✧ الخرسانة العادية للأساسات
٢٣٨	✧ طبقات الإحلال
٢٤١	✧ أسباب فشل الأساسات السطحية
٢٤٧	✧ تخطيط الموقع والحفر وتنفيذ الأساسات
٢٤٩	✧ رسومات الأساسات
٢٥٠	✧ معلومات من الكود المصري
٢٧٣	✧ مسائل
٢٨١	الباب الرابع: تصميم القواعد المفصلة
٢٨٣	✧ تصميم القواعد المربعة بطريقة المرونة (إجهاد التشغيل)
٢٩٠	✧ التصميم بطريقة المقاومة القصوى
٣٠٠	✧ تصميم القواعد المربعة بطريقة المقاومة القصوى
٣١٠	✧ تصميم القواعد المستطيلة
٣١٧	✧ القواعد المعرضة لعزم إنحناء
٣٣١	✧ السمات والميد للرابطة
٣٣٥	✧ مسائل
٣٤١	الباب الخامس: تصميم الأساسات الشريطية
٣٤١	✧ أنواع الأساسات الشريطية
٣٤١	✧ الأساسات الشريطية للحوائط

٣٤٨.....	✧ تصميم الأساسات الشريطية للحوائط بطريقة المرونة (إجهاد التشغيل)
٣٤٨.....	✧ تصميم الأساسات الشريطية للحوائط بطريقة المقاومة القصوى
٣٥٥.....	✧ الأساسات الشريطية المعرضة لعزم الإنحناء
٣٥٨.....	✧ استخدام القواعد الشريطية لحوائط المصاعد ولب المباني
٣٦٢.....	✧ الأساسات الشريطية تحت صفوف الأعمدة
٣٦٩.....	✧ مسائل
٣٧٣.....	الباب السادس: القواعد المشتركة
٣٧٨.....	✧ تصميم القواعد المشتركة المستطيلة
٣٩٢.....	✧ تصميم القواعد المشتركة شبه المنحرف
٤٠١.....	✧ حالة خاصة من القواعد المشتركة المستطيلة وشبه المنحرف
٤٠٣.....	✧ تصميم القواعد المشتركة بطريقة الإجهادات القصوى
٤٠٨.....	✧ تصميم القواعد ذات الشدال (القواعد الكابولية)
٤١٧.....	✧ حالات خاصة للقواعد ذات الشدال
٤٢٣.....	✧ مسائل
٤٢٩.....	الباب السابع: تصميم اللبشة بالطرق التقليدية
٤٢٩.....	✧ أنواع أساسات اللبشة
٤٣١.....	✧ الهبوط المتباين لللبشة
٤٣٢.....	✧ تنفيذ اللبشة
٤٣٣.....	✧ تصميم اللبشة
٤٣٤.....	✧ أولاً: تصميم اللبشة كقاعدة مستمرة
٤٤٠.....	✧ ثانياً: تصميم القاعدة كبلطة منبسطة
٤٤٤.....	✧ ثالثاً: تصميم اللبشة بالطريقة التقليدية
٤٦١.....	✧ رابعاً: تصميم اللبشة الكمرية
٤٧١.....	✧ مسائل
٤٧٧.....	الباب الثامن: التحليل العددي للأساسات
٤٧٧.....	✧ معنى تصميم الأساسات
٤٨٠.....	✧ الحلول القياسية المعتمدة على ضغط التماس

٤٨٠	◇ شكل ضغط التماس
٤٨٠	◇ الأساس الجاسئ
٤٨١	◇ الأساس المرن
٤٨٢	◇ نظام حسابات التصميم
٤٨٤	◇ معاملات المرونة للتربة
٤٨٤	أ- معامل المرونة
٤٨٥	ب- معامل بواسن
٤٨٦	ج- معامل الجساءة (القص)
٤٨٧	د- معامل رد فعل التربة
٤٩١	◇ حل هينتي لكمره على تربة مرنة
٥٠٠	◇ طريقة الفروقات المحددة
٥٠٤	◇ طرق تصميم الأساسات المشتركة بطريقة الفروقات المحددة
	◇ استخدام أسلوب الفروقات المحددة لتطبيق طريقة الأساس المرن وما تحت
٥٠٥	الأساس بسيط المرونة
٥١١	◇ استخدام الفروقات المحددة للحل بطريقة "الأساس وما تحته مرنان"
٥١٥	◇ الأساسات المتغيرة في عزم القصور الذاتي
٥٢٦	◇ طريقة العناصر المحدودة لكمره على تربة تأسيس مرنة
٥٣٥	◇ تصميم الأساسات المشتركة لكمره على تربة مرنة بالعناصر المحدودة
٥٣٦	◇ تصميم أساسات اللبشة
٥٣٩	◇ تصميم اللبشة بطريقة المرونة التقريبية
٥٤٣	◇ تصميم اللبشة بطريقة الفروقات المحدودة
٥٤٩	◇ تصميم اللبشة بطريقة العناصر المحدودة
٥٥٢	◇ طريقة الشبكات المحدودة لللبشة
٥٥٦	◇ من الكود المصرى لميكانيكا التربة والأساسات
٥٦٣	◇ مسائل
٥٦٧	◇ المراجع

الباب الاول

استكشاف التربة و ابحاث الموقع

Soil Exploration and Site Investigations

أهمية أبحاث الموقع :

تصميم وتنفيذ أى مشروع مبنى يستلزم دراسة تربة موقع هذا المشروع وفهم خصائصها وصفاتها الهندسية ، ويؤثر حجم ونوع المشروع فى حجم أبحاث الموقع . فالمشروعات الضخمة والهامة تحتاج إلى دراسة تربة دقيقة وشاملة . وأيضا للمشروعات الصغيرة يجب أن يسبقها دراسة مناسبة أيضا للتربة موقعها .

وبالرغم من أهمية وضرورة أبحاث الموقع ودراسة التربة فإنها لا تمثل نسبة عالية فى تكاليف المشروع . وفى أغلب الأحيان تكون هذه النسبة من ٠.٥ إلى ٢ فى المائة من التكاليف الكلية للمشروع . وفى حالات خاصة أو تربة غير عادية تمثل هذه التكاليف من ٥ إلى ١٪ من التكاليف الكلية للمشروع .

ولغرض من أبحاث التربة تعدده الموصفات الإنشائية فى النقاط الآتية :

- ١- لمعرفة مدى ملائمة الموقع للأعمال المقترح تنفيذها عليه .
- ٢- للتمكن من إعداد أنسب تصميم اقتصادى للمشروع المقترح .
- ٣- لاختيار أفضل الطرق للتنفيذ .
- ٤- لتحديد حالة المياه الجوفية ومناسبتها وتأثيرها على الأعمال المقترحة .
- ٥- لاختيار أنسب المواقع أو أنسب الأماكن فى الموقع لتنفيذ المشروع المقترح عليه .

البيانات المطلوبة من أبحاث التربة : Data Required

كمية البيانات المطلوبة لأى مشروع تتوقف على حجم ونوع هذا المشروع وعموما

تكون أهم البيانات المطلوبة من أبحاث التربة هي :

- ١- بيانات لتحديد طبقات التربة فى الموقع وصفات كل منها .
- ٢- بيانات لتحديد نوع وعق الأساسات المطلوبة .
- ٣- بيانات لتحديد جهد تربة التأسيس .

٤- معلومات كافية لحساب القيمة المتوقعة للهبوط،

٥- موقع المياه الجوفية وتأثيراتها.

٦- معلومات لتحديد الإحتياجات اللازمة للتأسيس.

٧- تحديد مشاكل القربة بالموقع مثل القابلية للإنتفاخ أو للإنبهار.

٨- ظروف البيئة حول الأساسات والمبنى ومعالجتها.

برنامج استكشاف التربة Subsurface Exploration Program :

يمر استكشاف التربة بعدة خطوات منظمة تتمثل في :

- تجميع المعلومات الأساسية المتاحة Available Preliminary Information : حيث يتم

الحصول على كافة المعلومات المتاحة الخاصة بالبيانات التصميمية للمنشأ المراد تنفيذه.

- استطلاع الموقع Reconnaissance of the Area من الأهمية زيارة الموقع لاستطلاع

على الطبيعة وتجميع كافة المعلومات الخاصة بالموقع وما عليه وما يحيط به.

- الأبحاث الأولية Preliminary Site Investigation في هذه المرحلة يتم تنفيذ عدد قليل من

الجمسات وحفر الاختبار لتكوين فكرة عامة عن طبقات التربة وأنواعها وكذلك تحديد منسوب

المياه الجوفية كما يجب عمل جسة واحدة على الأقل للوصول للطبقات الصخرية أو الزلطفية

السفلية. ويتوقف حجم هذه المرحلة على حجم المشروع وفي المشروعات الصغيرة تكون

هذه المرحلة هي المرحلة الأساسية والتفصيلية لأبحاث الموقع. كما يجب في المشروعات

الكبرى تحديد وسائل تحضير الموقع للعمل مثل وسائل سند الحفر وتصريف المياه من الموقع

في حالة وجودها. كما يمكن إجراء بعض التجارب البسيطة مثل تعيين مقاومة القص

وخواص للتربة اللازمة لحساب الهبوط وحدود التزرج وتجارب الإختراق.

- الأبحاث التفصيلية Detailed Site Investigation تلزم هذه المرحلة للمشروعات الكبيرة

حيث تستكمل عملية تجميع البيانات والمعلومات الخاصة بتربة الموقع. ويتم ذلك بتحديد

أماكن الجمسات وأعماقها بالتفصيل لتغطي مواقع لبناء تماما. كما يتم الحصول على عينات

متنوعة النوع ومتنوعة من هذه الجمسات. ويتم في هذه المرحلة أيضا الحصول على

لمعلومات والبيانات بطرق تفصيلية ودقيقة. كما يجب معرفة أماكن الطبقات الضعيفة والردم

ودراسة تأثير الحفر على المنشآت المجاورة.

الخطوات التفصيلية لاستكشاف التربة :

استكشاف التربة يتم تفصيلا بتنفيذ الخطوات الآتية :

١- تجميع المعلومات الأساسية المتاحة.

٢- استطلاع الموقع.

٣- الجسات، طرق تنقيدها، عمقها، توزيعها.

٤- العينات، أنواعها، طرق الحصول عليها.

٥- الاختبارات الصوفية.

٦- المياه الجوفية.

٧- الاختبارات المعملية.

٨- تحليل النتائج ودراستها.

٩- إعداد تقرير أبحاث التربة.

أولاً : المعلومات الأساسية المتاحة Available Preliminary Informations :

في هذه المرحلة يجب على القائمين باستكشاف التربة تجميع كافة البيانات والمعلومات المتاحة الخاصة بالأبعاد الرئيسية والتصميمية للمنشأ المراد تنقيده على الموقع تحت الدراسة، ومن هذه المعلومات أبعاد وبيحور الأعمدة، نوع المنشأ والاعتبارات المعمارية الخاصة، وكذلك أحمال الأعمدة وعدد الأدوار المطلوب. كما يجب الإلمام بالموصفات المحلية والقومية لأعمال الإنشاءات في المنطقة الواقع فيها الموقع. أما في حالة الكبارى فيجب معرفة أطوال البحور وأحضان البعال والأكتاف وحركة المياه في المجارى المقبة القريبة من أماكن الكبارى.

ثانياً : استطلاع الموقع Reconnaissance of the Area :

من الأمور الهامة أن يقوم المهندس برحلة الموقع لاستطلاعها. وقد يستخدم في ريلته التصوير الفوتوغرافي أو التصوير التلفزيوني بالفيديو أو بالتصوير الجوي في المشروعات للضخمة. كما يجب معرفة المعلومات الآتية :

١- الطبوغرافية العامة للموقع.

٢- دراسة خطوط المرافق من كهرباء ومياه ومجارى.

٣- معرفة عامة عن التربة وطبقاتها من خلال فحص الحفر ودراسة الجسات والتقارير المسبق عملها لمنشآت قريبة وكذلك من خلال معرفة نوع المزروعات بالمسطقة والتي تعبر عن طبيعة ونوع التربة.

٤- المياه الجوفية، حالتها وموقعها.

٥- أنواع المنشآت القريبة ونوع الشروخ إلى وجدت بها.

٦- حالة المجرى المائي وحركة المياه به في حالة تنفيذ الكبارى.

٧- دراسة مواد البناء أو التربة التي يمكن استخدامها في عملية تنقيذ المشروع.

ثالثاً : جسات التربة Soil Borings :

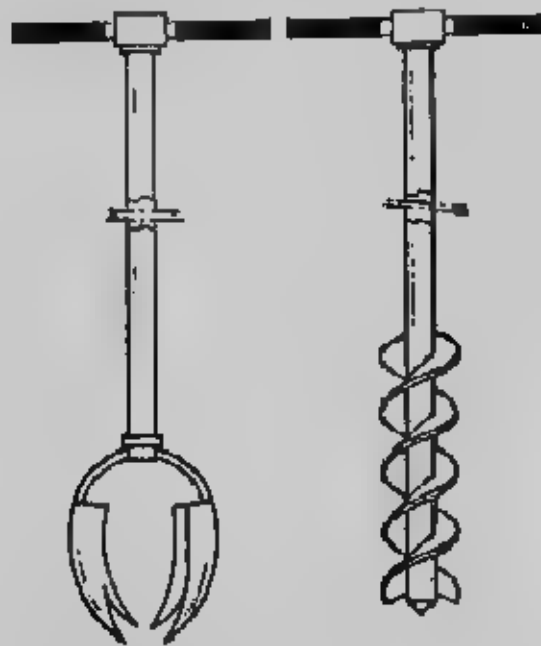
الجسة هي ثقب رأسى ينفذ فى موقع المنشأ المراد استكشافه بغرض الحصول على عينات من التربة لدراستها أو التعرف على طبيعة طبقات التربة وسمكها وصفاتها .
١- طرق تنفيذ الجسات : يتم تنفيذ الجسات إما يدوياً أو ميكانيكياً باستخدام معدات ميكانيكية بأحد الطرق الآتية :

١- جسات التنقيب بالبريمة : Auger Boring هذه الطريقة هي أبسط الطرق لعمل الجسات . وبين شكل (١-١) الأدوات اليدوية التي تستخدم فى الحصول على عينات التربة عن طريق عمل حفر لاختبار Test Pit . ويمكن استخدام الأدوات اليدوية فى الحصول على عينات مقلقة Disturbed Sample بقطر فى حدود ١٠ سم وتستخدم هذه الأدوات لعمق لا يزيد عن ٣-٥ متراً وهذه الأعماق مناسبة لأعمال الطرق والمطارات والمنشآت الصغيرة أما عند الأعماق الأكبر التي قد تصل إلى ٦٠ متراً فيمكن استخدام المتقاب الميكانيكى حيث يتم دفعه ميكانيكياً مع إزالة التربة المعلقة بصفة دورية . كما يمكن استخدام المتقاب الميكانيكى أحياناً بصفة مستمرة ورفع مرة واحدة . ويمكن فحص التربة المزالة للتعرف على نوع التربة على طول عمق الجسة ويصل قطر الجسة فى هذه الطريقة إلى ٢٥ سم . كما أن المتقاب الميكانيكى يمكن أن يحثرق التربة والصخر الناعم إلى عمق ٣٠ متراً فى أقل من ساعة .

كما يمكن استخدام طريقة المتقاب المفرغ لأخذ عينات مقلقة أو غير مقلقة على أعماق كبيرة . وفى هذه الطريقة يتم الدفع الميكانيكى لمتقاب بريمة مفرغ من الداخل . ولا تصلح هذه الطريقة للحصول على عينات غير مقلقة من التربة للرملية أو الطميية .

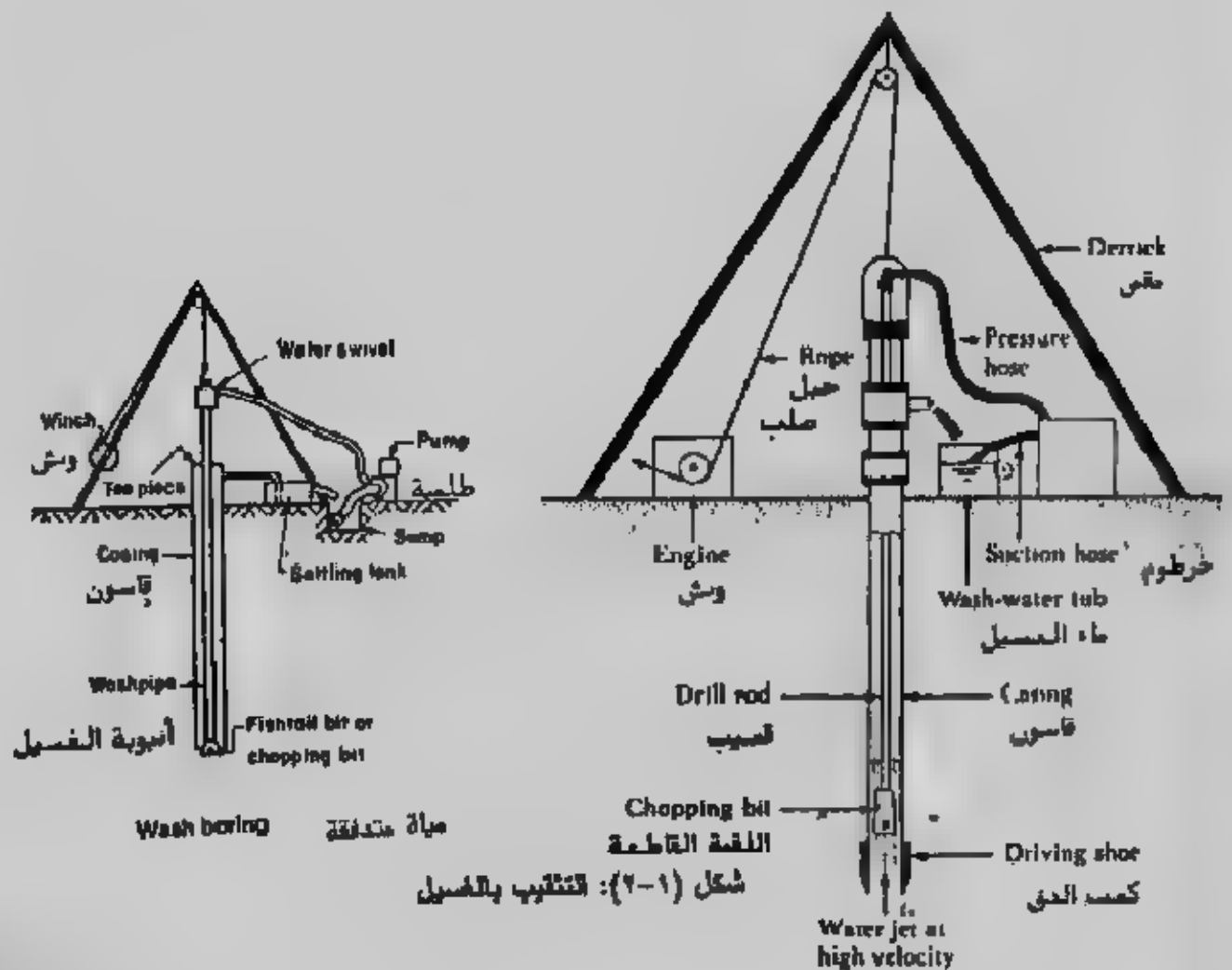
٢- جسات التنقيب بالغسيل Wash Boring : بين شكل (٢-١) طريقة عمل الجسات بالغسيل . وفى هذه الطريقة يتم دق ماسورة (قاسون) بطول من ١,٥-٣ متراً ويقطر من ٥ إلى ١٠ سم . ثم تزال التربة من داخل القاسون بواسطة دفع الماء من خلال لقمة القطع Chopping Bit والتي تتركب فى أسفل زراع التنقيب Drill Rod وتنزل داخل القاسون . وتتدفق المياه تحت ضغط وبسرعة عالية خلال ثقب ضيقة فى لقمة القطع فتعمل على تقطيع وتفتيت التربة داخل القاسورة . وتقل المياه فتات التربة عند اندفاعها إلى أعلى القاسون من خلال الفراغ بين القاسون وزراع التنقيب حيث تخرج من وصله على شكل حرف T ويتم تجميع مياه الغسيل (المياه وفتات التربة) فى إناء حيث يتم ترسيب فتات

التربة ويتم التعرف على طبقات التربة وأنواعها حسب تسلسل الطبقات عن طريق موال
الحفر ومن فحص مكونات فتات التربة المترسبة.



Hand tools (a) post hole euger, (b) helical euger

شكل (١-١): الأدوات اليدوية للحصول على العينات



شكل (١-٢): التثقيب بالغسيل

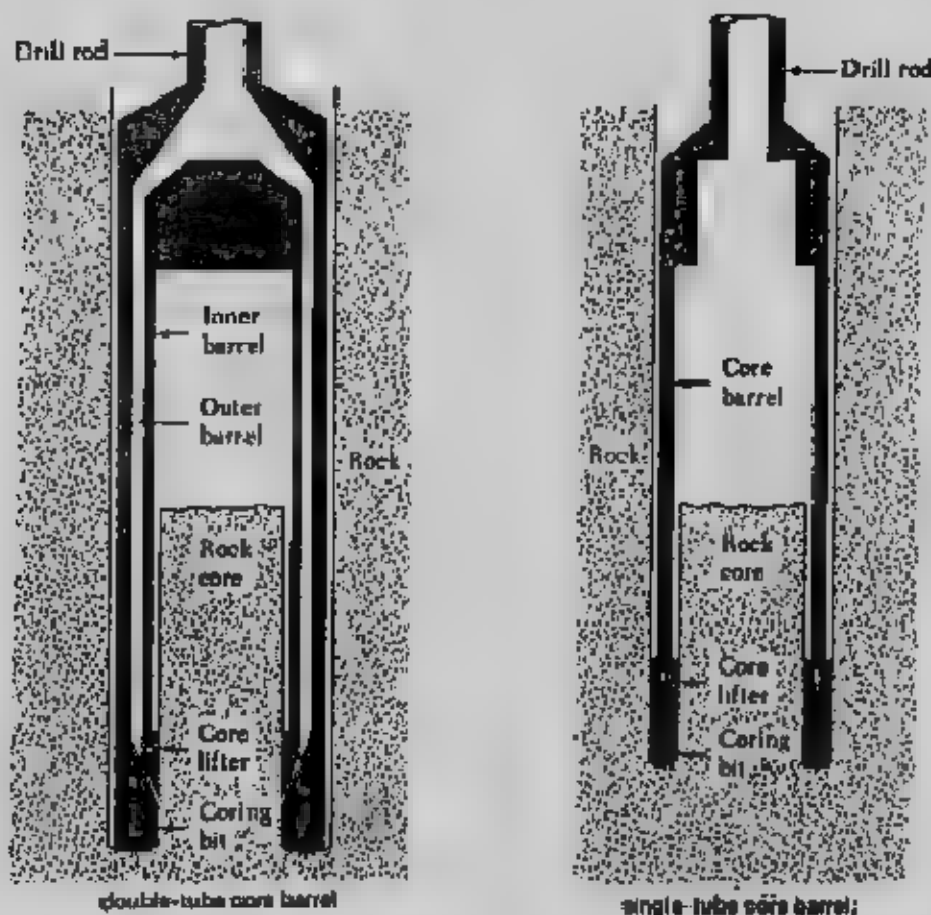
ويمكن أخذ عينات مغلقة من التربة المترسبة ، وتصلح هذه الطريقة للتربة الرملية والطينية والطينية . كما يعيب هذه الطريقة عدم إمكانية الحصول على عينات غير مغلقة وصعوبة تحديد منسوب المياه الجوفية . - - -

٢- جسات التنقيب بالدوران Rotary Drilling : يتم في هذه الطريقة الدفع مع الدوران لقواطع التربة ميكانيكيا بسرعات عالية مع ضخ سوائل حفر لقطع وطحن التربة إلى أجزاء صغيرة وإزالة مخلفات الحفر . ويتم التعرف على التربة وطبقاتها من معرفة معدل تقدم الحفر ومن فحص مخلفات الحفر . وقد يستخدم القاسون في بعض الأحيان عند سطح الجسة ، ويمكن الحصول على عينات مغلقة من التربة على أعماق مختلفة باستخدام اسطوانات أخذ العينات Samplers بعد رفع زراع التنقيب ولقمة التنقيب . وسوائل الحفر قد تكون مياه أو طين التنقيب . وطين التنقيب يتكون من الماء والبنطونيت Bentonite . وتصلح هذه الطريقة لجميع أنواع التربة ما عدا الزلط الكبير . وبالرغم من أن هذه الطريقة تعتبر من أسرع طرق عمل الجسات إلا أنه يصعب فيها تحديد التغير في طبقات التربة بالدقة العالية .

٤- جسات التنقيب بالدق Percussion Drilling : في هذه الطريقة يتم تفكيك التربة بواسطة تكرار رفع وإسقاط لقمة تنقيب ثقيلة مع استخدام كمية محدودة من الماء لتكوين خليط خفيف للقوام في قاع الحفرة ثم يتم سحب خليط التربة والماء بصفاة مستمرة بالهلف أو بطلعة رمل وقد تحتاج هذه الطريقة إلى استخدام قاسون ، ويستدل على تغير طبقات التربة عن طريق معدل الحفر وصعوبة إنزال أدوات الحفر أو فحص ناتج الحفر . وتستخدم هذه الطريقة لعمل الجسات في التربة الصلبة أو في الصخور . ولا تفضل هذه الطريقة لفحص التربة العادية عند ضرورة الحصول على عينات غير مغلقة نظرا لصعوبة تحديد تغيرات التربة والقليلة التي تحدث للتربة تحت سطح قواطع التربة . وقد تستخدم هذه الطريقة مع طرق أخرى لاخرق طبقات الزلط والكتل الصخرية .

٥- جسات التنقيب في الصخر Rock Core Drilling : حينما يقابل الجسة طبقات صخر ويصبح من الضروري أخذ عينة صخرية Rock Coring فإنه يتم توصيل اسطوانة العينة Core Barrel بقضيب توصيل . وتركب في اسطوانة العينة لقمة قطع تصنع من الماس أو للتجسيتين أو الكربيت . ويتم أخذ العينات عن طريق الحفر بالدوران مع استخدام دفع بعض المياه في الحفر أو استخدام سائل الحفر وذلك للتبريد ودفع مخلفات الحفر أعلى الحفرة . ويستخدم القاسون مع هذا النوع من الحفر . ومع تقدم أعمال الحفر تدخل عينة الصخر

اسطوانة العينة . وتصلح هذه الطريقة لأعمال الجسات في الصخر والتربة الركامية ذات
المفاسات الكبيرة . وفي حالة الصخور الصلبة أو المتشققة فإنه يفضل استخدام أنابيب
داخلية للأسطوانات أكبر من ٥ سم . ويوجد نوعان من اسطوانات القطع، النوع الأول هو
اسطوانة القطع ذات الأنبوبة المفردة Single-tube core barrel شكل (١-٣) والنوع
الثاني هو اسطوانة القطع مزدوجة الأنبوبة شكل (١-٤) Double-tube core barrel
والنوع الأول يعطي عينات عالية الجودة .



شكل (١-٣): اسطوانة القطع مفردة الأنبوبة شكل (١-٤): اسطوانة القطع مزدوجة الأنبوبة

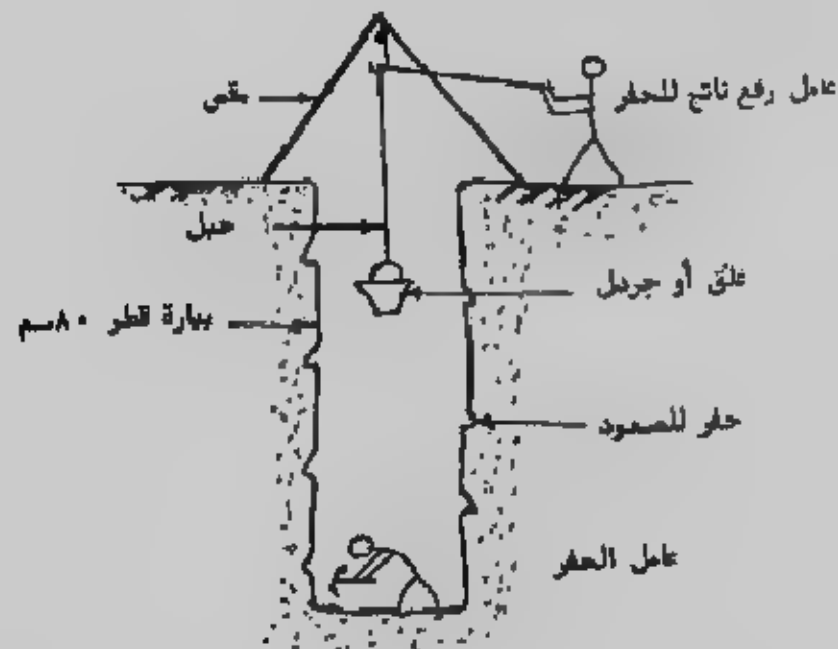
٦ طرق عمل الجسات بمصر : يتم استكشاف الموقع في مصر عن طريق الجسات والتي
أهمها الحفر المكشوفة أو الجسات اليدوية أو الميكانيكية :

١ الحفر المكشوفة (المفتوحة) Open Pits : يتم في الموقع عمل حفر بالأدوات التقليدية للحفر
على شكل مربع أو مستطيل أو دائرة للاستكشاف السطحي لطبقات التربة . وقطاع الحفر
وعمقها يتوقف على طبيعة التربة وثبات جوانب الحفر وتزداد تكاليف الحفر بزيادة العمق .
والحفر المكشوفة أما حفر سطحية Shallow open pits يصل عمقها إلى ٥ مترا أو أبلر

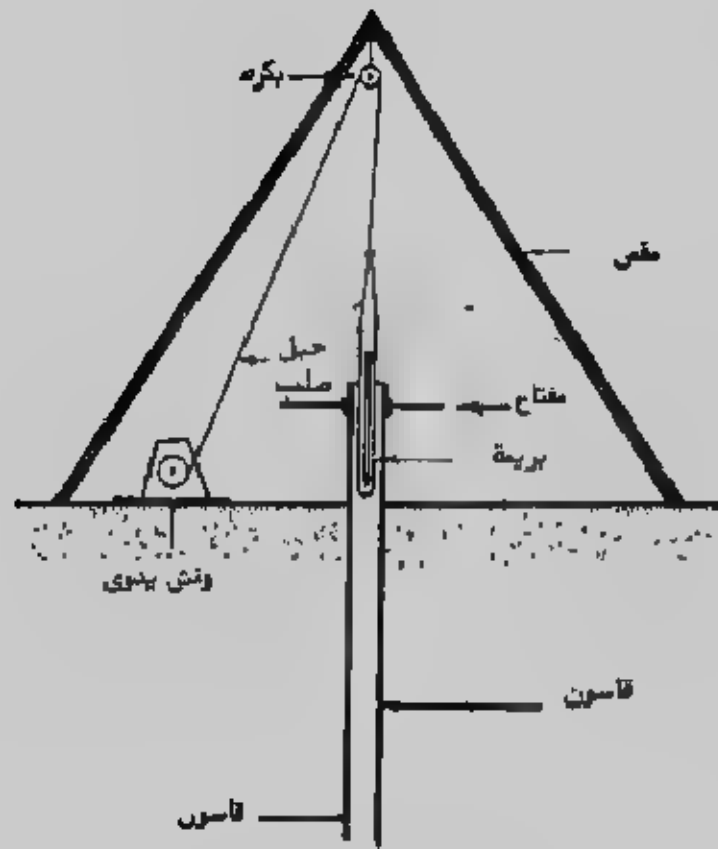
عميقة (بيارات) Deep wells ويمكن أخذ عينات مغلقة وغير مغلقة من هذه الحفر سواء من جوانبها أو قاعها. ويقوم بأعمال الحفر عمال مدربون وعادة ما يكون قطر البئارة مساوياً لعمال واحد يحفر بحجاري (أزمة بيد قصيرة) وعادة ما يكون القطر ٨٠ سم في الحفر الدائرية. ومع زيادة الحفر يعمل على سطح الأرض وفوق الحفرة مقص خشب يعلق به حطاف وسلية (حبل سميك) لرفع ناتج الحفر. ويقوم عامل الحفر مع تقدم الحفر بعمل حفر سد تبادلية يستخدمها للنزول والخروج من الحفرة شكل (١-٥) وتستخدم الحفر المشكوفة عند تنفيذ المنشآت الصغيرة وفي المساكن التي يصعب فيها عمل جسات سواء لصيق المكان أو بعده. والحفر المشكوفة لا يمكن تنفيذها أسفل منسوب المياه الجوفية أو في القرية المتحجرة أو التي تنهال أثناء الحفر.

ب- الجسات اليدوية : تعتبر الجسات اليدوية أكثر الطرق انتشاراً في مصر شكل (١-٦) وتتعد بالخطوات الآتية :

- يتصب مكان الجسة ثلاثة مواسير بطول ٦ متراً من مواسير الحديد لعمل مقص يعلق أعلاه حطاف بكرة.
- يعلق بالحطاف حبل صلب مربوط بوش يدوي لإتزال ورفع المواسير والأدوات.
- تعمل حفرة صغيرة مكان الجسة بعمق حوالي ٥ متراً توضع بها الوصلة الأولى من القاسون الحديد قطر ١٥ سم.



شكل (١-٥) : الحفر المشكوفة



شكل (١-٦): الجسك التريوية

والتي تكون عادة بطول ٢ متراً. والقاسون يبطن جوانب الحفر ويحافظ على بقاء الجسة مفتوحة ويتكون عادة من وصلات بطول من ٢ ٣ متراً مع جلب لتوصيل هذه الوصلات ببعضها مع تقدم الحفر رأسياً.

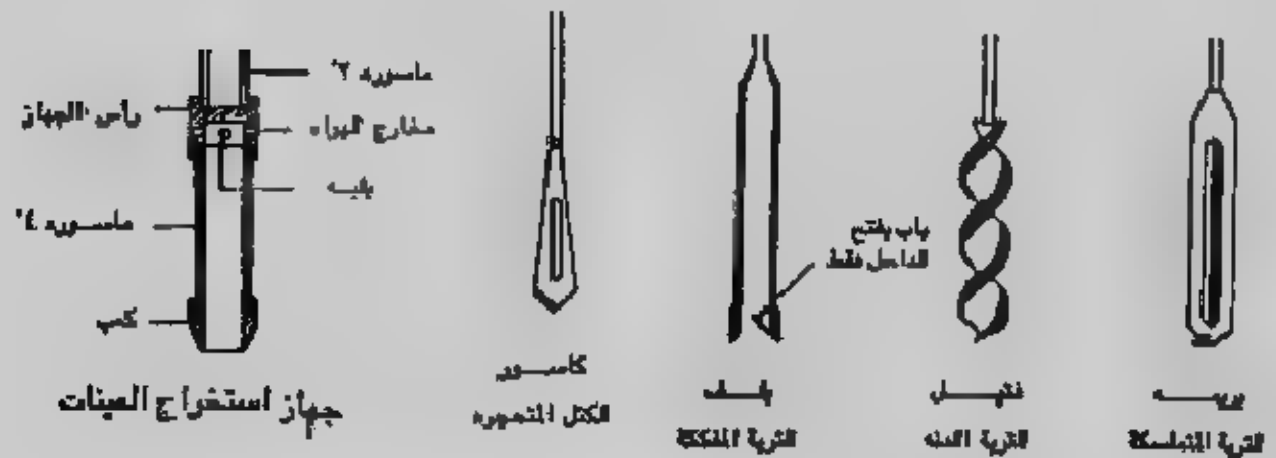
• ترفع باستخدام الونش وصلة من المواسير بقطر ٥ سم تثبت في نهايتها أداة الحفر بريمة أو فتيل شكل (١ ٧) والتي تملك بمفاتيح كبيرة يصل طولها إلى ٨٠ سم وتلف حتى تحفر في التربة في قاع القاسون ويتجمع ناتج الحفر بداخل البريمة أو بين أجنحة الفتيل، وعند الإمتلاء ترفع لسطح الأرض بواسطة ربطها بالحبل الصلب واستخدام الونش، وبعد تفريغها من التربة تسقط مرة أخرى في القاسون وتلف في التربة ويتم ذلك مع ربط المفاتيح على القاسون ونفذه إلى أسفل ليغوص في التربة ليحمي جوانب الجسة، وعندما تغوص وصلة من القاسون في التربة تتركب وصلة ثابتة وكذلك يتم زيادة وصلات المواسير قطر ٥ سم للوصول إلى قاع الحفر، وعندما يصل الحفر إلى تربة رملية يوصل بالمواسير أداة حفر في التربة المفككة تسمى بلف تترك لتسقط إلى قاع الحفر بالجسة تحت تأثير وزنها ليصطدم بقاع الحفرة الرملية إلى قاع الحفر بالجسة تحت تأثير وزنها ليصطدم بقاع الحفرة الرملية فيدخل الرمل به، والبلع يسمح بدخول الرمل أو التربة الخشنة بداخله عند سقوطه في قاع

الحفر ولا يسمح بحروجها أثناء رفعه من الجسة حيث يوجد بأسفله باب صغير يفتح لدخول فقط. وعندما يقابل الحفر تربة متحجرة يتم إنزال الكاسور وهي أداة حفر للكتل المتحجرة برفعه إلى أعلى وتركه يسقط على التربة حيث تعمل تهايته المديبة على تفكيكها ثم ترفع الأجزاء إلى خارج الجسة باستخدام البلق.

• عند تواجد التربة وخاصة الرمل فوق منسوب المياه الحرفية يتم سكب كمية من الماء داخل العاسون. كما يجب تسجيل منسوب المياه الابتدائي عند بدء ظهورها وكذلك بعد انتهاء الجسة.

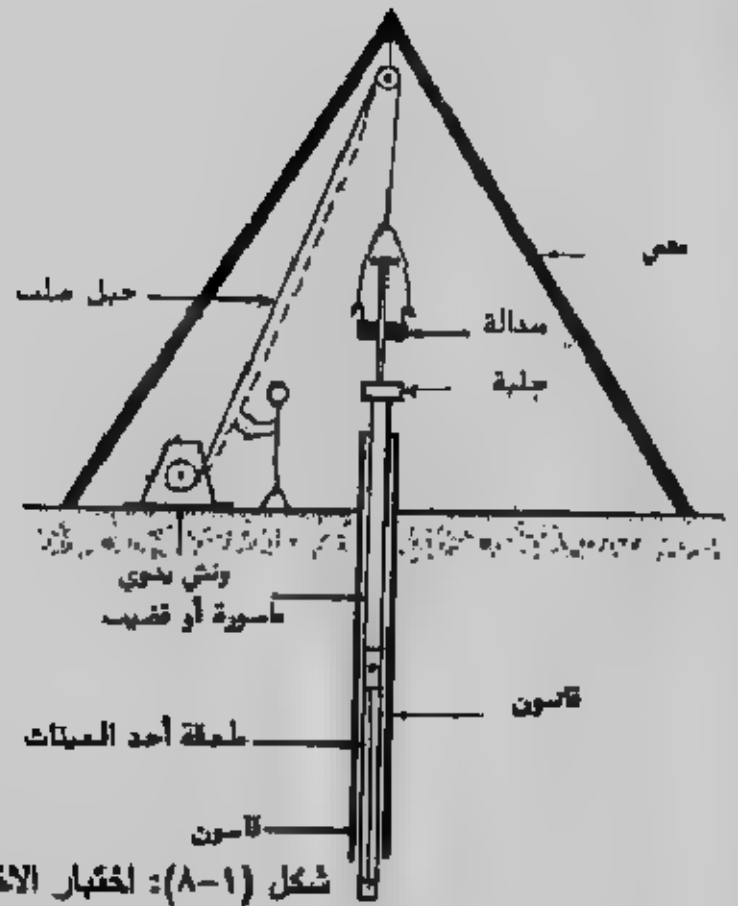
• يجب ملاحظة التربة التي تخرج من الجسة وبيان أعماق تغير طبقات التربة.

• تؤخذ عينات مغلقة من التربة كل متر أو عند تغير الطبقات وتوضح العينات في أكياس بلاستيك لحين توصيلها للمعمل. كما تؤخذ عينات متحجرة غير مغلقة كل متر عندما يقابل الحفر تربة متماسكة باستخدام جهاز استخراج العينات قطر ٧,٥ سم أو بملقعة أخذ العينات قطر ٣,٧٥ سم. ويدق الجهاز أو ملقعة أخذ العينات في التربة بواسطة منداله يدق بها على وصله عريضة تركب على الماسورة المركب بها الجهاز أو الملقعة، ثم يرفع جهاز العينات إلى سطح الأرض ويفك من المواسير وتستخرج العينة منه وتغلف بالشمع السائل الساحر.



شكل (١ ٧): أنواع الحفر واستخراج العينات في الجسات اليدوية

• أثناء تنفيذ الجسة وعلى أعماق مختلفة وعد تغير الطبقات يتم إجراء الاختبارات الموقعية والتي أهمها اختبار الاختراق القياسي SPT ، شكل (١ ٨).

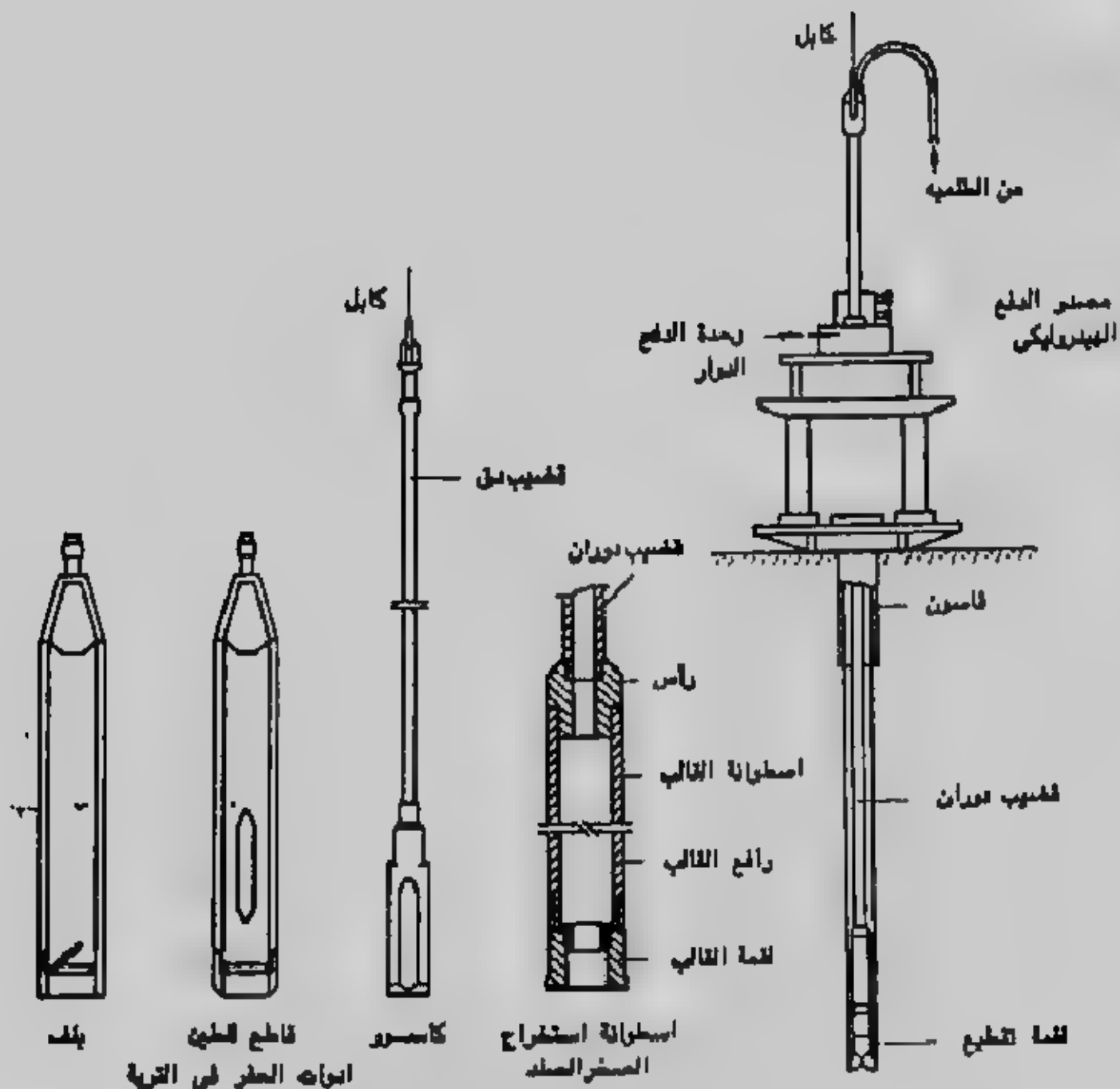


شكل (١-٨): اختبار الاختراق القياسي

• متخذ الجسة يسجل في تقرير حقل ملاحظاته عن التربة الناتجة وطبقاتها ومنسوب بداية ونهاية هذه الطبقات وكذلك منسوب المياه الجوفية الابتدائي والنهائي. كما يجب أن يسجل على كل عينة بيانات الموقع ورقم الجسة وعمق العينة. كما يسجل نتائج الاختبارات الموقعية مثل اختبار الاختراق القياسي SPT.

ج- الجسات الميكانيكية : حينما لا تصلح تربة الموقع لعمل الجسات اليدوية بسبب وجود طبقات صخرية أو متحجرة أو زلطية فإنه تستخدم الجسات الميكانيكية بالتنقيب الدوار حيث يتم الحفر بدفع ودوران قواطع التربة بسرعة عالية مع دفع قاسون بالتربة للحفاظ على جدران الحفر بالجسة وتستخدم ماكينة أو معدة ذات قدرة على الدفع والإدارة وملحق بها تجهيزات مساعدة مثل مضخة لدفع المياه أو سائل حفر لتبريد قواطع التربة. وكل ١,٥ مترا يوقف العمل وتستخرج قواطع التربة وبها العينة. شكل (١-٩) • ويبين شكل (١-١٠) أدوات استخراج العينات من الجسات الميكانيكية حيث يستخدم الفتيل للحفر واستخراج عينات مقلقة وبقى الأدوات تستخدم في استخراج العينات الغير مقلقة.

ب- توزيع وعدد الجسات Distribution and Number of Boring : توزيع الجسات واختيار أماكنها وعددها يتوقف على نوع المنشأ وحجمه والغرض من الدراسة. ويجب الحرص في اختيار وتحديد أماكن الجسات. ولا توجد قاعدة عامة لتحديد عدد الجسات



شكل (١-٩): الجسات الميكانيكية والأدوات المستخدمة فيها.

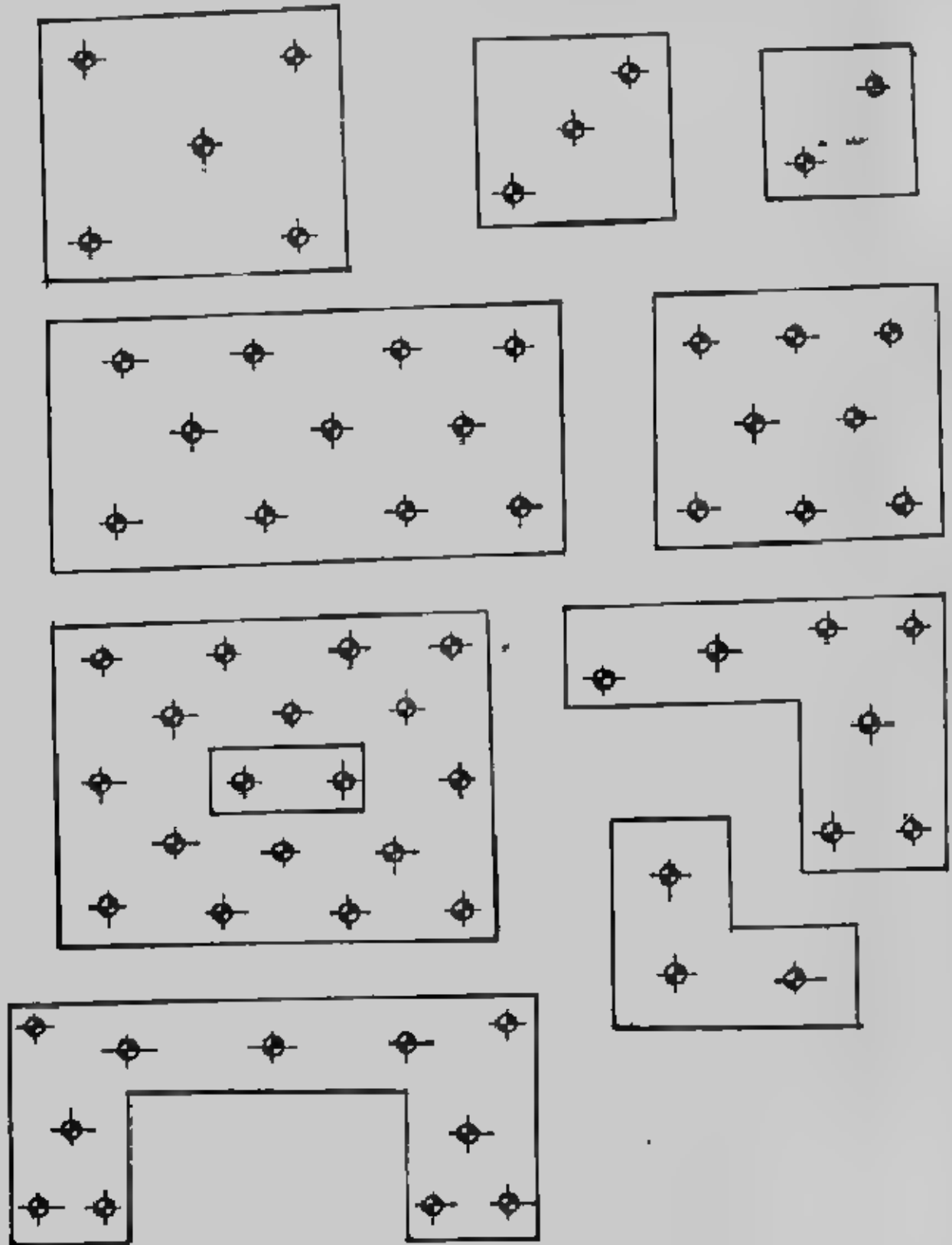
بالموقع. وقد تحدد بعض الآراء أن ثلاث جسات هي الحد الأدنى للمبنى الواحد. وقد تكون اثنتان كافيتان عند انتظام التربة. كما تفصل بعض الآراء خمس جسات للأركان والمركز كحد أدنى. وقد تكون جسة واحدة كافية لبعض الأعمال الصغيرة مثل الهوائيات أو أبراج الكهرباء وما يماثلها. كما يجب أن تتناسب أعمال الجسات مع التكاليف الكلية للمنشأ المراد تنفيذه، وعموما فإن أعمال أبحاث واستكشاف التربة تمثل حوالى من ٠.١٪ إلى ٠.٥٪ من التكاليف الكلية، وقد تصل فى بعض الحالات الخاصة إلى ١٪.

وينصح الكود المصرى (١٩٩١) بتوزيع الجسات على النحو المبين بالجدول (١-١) على ألا يقل عدد الجسات فى الموقع الواحد عن جستين.

جدول (١-١) متطلبات تحديد عدد الجسات بالمواقع المختلفة .

مناطق البحث	تخطيط الجسات
المواقع العمرانية الجديدة	تخطط الجسات البدئية في المناطق الغير مستوية بحيث تبعد عن بعضها مسافات بين ٦٠ و ١٥٠ متر ويجب ان تكون المساحة المحصورة بين أى أربعة جسات حوالى ١٠٪ من المساحة الكلية وعلى حالة الأبحاث التلصصية يزداد عدد الجسات للحصول على قطاعات جيولوجية دقيقة أما في المناطق السوية أو ذات الميل البسيط فيمكن توزيع الجسات على شبكة من ٣٠٠ × ٣٠٠ متر إلى ٤٠٠ × ٤٠٠ متر .
المواقع المحيطة على طبقات رخوة قابلة للتضاغط	المسافة بين الجسات من ٣٠ إلى ٦٠ متر عند أماكن المنشآت المحتملة وتضاف جسات عند المنشآت بعد تحديد أماكن هذه المنشآت .
المنشآت الكهربائية وذات الأساسات السطحية المتقاربة	يتم اختيار الجسات بحيث تبعد عن بعضها من ١٥ إلى ٢٠ متر في كلا الاتجاهين بحيث يمكن تحديد قطاع جيولوجي دقيق على مسار أساسات المنشأ .
المنشآت الخفيفة وذات المساحات الكبيرة مثل المخازن	يتم اختيار أربع جسات على الأقل عند أركان المنشآت بالإضافة إلى جسات داخلية عند أماكن الأساسات المحتملة بحيث تكون كافية لتحديد قطاع التربة . بحيث لا تقل عدد الجسات عن جسة لكل ١٠٠٠ متر مسطح .
السدود وخزانات المياه	يتم اختيار الجسات بحيث تكرر المسافة بينها في حدود من ٦٠ إلى ١٠٠ متر في مناطق الأساسات وتقل المسافة بين الجسات عند خط متصل المنشأ وتصبح حوالى ٣٠ متر . وتوزع الجسات عند مناطق التشغيل والدعامات ومخارج المياه .
الحد الأدنى للجسات	يمكن عمل جسة كل ٣٠٠ متر مسطح بحيث لا تقل عن جستين لكل موقع .

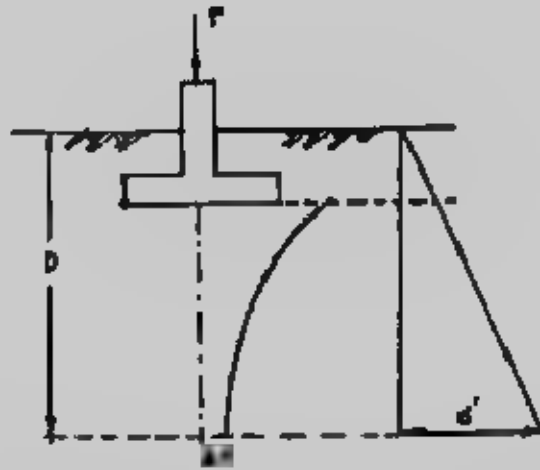
ويجب الحذر في توزيع مواضع الجسات حيث يجب اختيار المواضع بطريقة يمكن من اعطاء فكرة كاملة عن طبيعة التربة وطبقاتها بالموقع. كما يجب أن تتردد الجسات وتوزع في أماكن المباني والأعمال المدنية وليس بعيدا عنها. وبين شكل (١-١١) توزيع الجسات في موقع المباني.



شكل (١-١١) توزيع الجسات في مواقع المنشآت

ج - أعماق الجسات Boring Depth : تحدد أعماق الجسات بناءً على حجم المنشأ المراد تنفيذه وبوعه وكذلك على خواص الطبقات وتتابعها وانتظامها. ويجب السرول بالجسات لأعماق تتخطى الطبقات الغير صالحة للتأسيس مثل طبقات الردم الغير مصفوط أو طبقات المواد العضوية أو الرخوة أو الرمال المفككة. كذلك يجب السرول بالجسات خلال طبقات الطين الصلبة أو الرمل المدموك إذا تواجدت هذه الطبقات على أعماق سطحية.

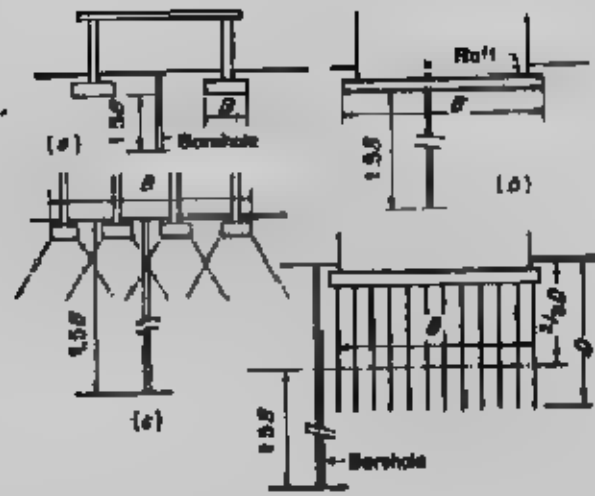
وعموماً تحدد أعماق الجسات بالأعماق التي يصبح عندها الإجهاد الناشئ عن المنشآت صغير للدرجة التي لا يحدث أى انضغاط أو هبوط ملحوظ للمنشأ. وتحدد كثير من الآراء أن هذه الأعماق بالمناسيب التي يكون فيها الإجهاد الواصل من الأساس قد وصل إلى ١٠٪ من قيمته. ومن دراسة توزيع الإجهادات أسفل الأساس نجد أن ذلك يتحقق عن عمق مساو لضعف عرض الأساس شكل (١-١٢).



شكل (١-١٢) : الإجهادات أسفل الأساس

وعند إجراء الجسات يكون عرض الأساس غير معروف بعد، ولذلك وبحالة عامة فإن عمل الجسة يمكن أن يصل إلى ضعف عرض المبنى. ويصبح هذا الوضع غير منطقي بالنسبة للمباني الواسعة ذات الدور الواحد مثلاً، ولذلك فإن عمق من ٦ إلى ١٥ متر كاف لمثل هذه الحالات.

وللمنشآت الهامة يجب أن يتم النزول بجسة على الأقل للطبقات الصخرية السفلية وبعمق فيها من ١.٥٠ إلى ٣.٠٠ متراً. وهناك اتجاه آخر يحدد عمق الجسة بالعمق الذي تصل فيه الإجهادات الواصلة من الأساسات إلى قيمة ٢٠٪ وهذا يتم على عمق مساو لمرة ونصف عرض الأساس (أو المبنى)، شكل (١-١٣). ويحدد الكود المصري أعماق الجسات للمنشآت المختلفة في جدول (١-٢).



شكل (١-١٣): عمق الجسات

وفي حالة الأساسات الخازوقية يستحسن النزول بعمق بعض الجسات إلى ١٠ متراً أسفل كعوب الخوازيق . وفي المباني العالية المرتكزة على خوازيق فيجب النزول بجسة واحدة على الأقل إلى عمق ٢٠-٣٠ متراً أسفل قاع الخوازيق .

رابعاً : عينات التربة Soil Sampling :

من أغراض عمل الجسات الحصول على عينات من التربة وطبقاتها على طول الجسة . وعينات التربة تستخدم في أبحاث توصيف ودراسة التربة والتعرف على بعض صفاتها وخصائصها . وعينات التربة المستخرجة من الجسات تكون إما عينات مقلقة وهي نواتج حفر أو عينات غير مقلقة وهي عينات من التربة بوضعها وتركيبها الطبيعي لحدما .

أ عينات مقلقة Disturbed Samples : العينات المقلقة تستخرج من الجسات أو حفر الاستكشاف أو من نواتج حفر التربة بأي شكل من الأشكال . وتستخرج العينات من الجسات كل ١,٥٠ متراً على الأكثر أو عند كل تغير للطبقات . وتستخرج هذه العينات في طريقة الغسيل من أحواض الترسيب ومن الملحقة القياسية في اختيار الاختراق القياسي ومن خلال جهاز الحفر (البلف) في الجسات اليدوية بالقاسون . كما يمكن استخراج العينات المقلقة من أدوات الجسة اليدوية . وتستخدم العينات المقلقة في تجارب التحليل الحبيبي وتوصيف التربة وفي تعيين حدى السيولة واللدونة والورن النوعي والإنتفاخ الحر . كما تستخدم في تعيين محتوى المواد العضوية بالتربة .

ب- عينات غير مقلقة Undisturbed Samples : العينات الغير مقلقة تستخدم لمعرفة الخواص الميكانيكية للتربة في الطبيعة مثل التصلب والتضاغط، مقاومة القص بالإضافة إلى

جدول (١-٢): متطلبات تحديد أعماق الجسات

مناطق البحث	أعماق الجسات
المنشآت الكبرى وذات الأساسات السطحية المتقاربة	تحدد أعماق الجسات بحيث تصل إلى العمق الذي يصبح عنده الزيادة في إجهاد الرأس الناتج من المنشآت أقل من ١٠٪ من وزن عمود التربة المزتر . وعموماً فلا بد من ألا يقل عمق الجسات عن ١٠ متر إلا في حالة ظهور الصخر على أعماق سطحية وضمان استمراره .
الأساسات المنفصلة	يحدد أعماق الجسات بحيث تمتد أعماق تلك الجسات إلى أن يقل الإجهاد الرأسى داخل التربة عن ١٠٪ من قيمة إجهاد التأسيس . ويجب ألا يقل أعماق الجسات عن ١٠ متر من أقل منحسوب بالموقع إلا إذا ظهرت طبقات صخرية عند أعماق سطحية فيتم النزول في طبقات الصخر المتجانسة لعمق ٣ متر مع ضرورة التأكد من وجود فجوات أو تشققات داخل هذه الطبقات الصخرية من عدمه .
الحواط الطولية والأرصفة	يتم تعميق الجسات من ٠.٧٥ إلى ١.٥ مرة الارتفاع الحر من الحائط أعنى من منحسوب الأرضى أمام الحائط وعندما تدل طبقات التربة على ضرورة دراسة الاتزان العميق فلا بد من الوصول ببعض الجسات إلى الطبقات اللازمة لإتمام الدراسة .
دراسة اتزان المبول	لا بد من النزول بأعماق الجسات إلى مستوى أقل من مستوى سطح الانهيار المحتمل وحتى الوصول إلى الطبقات الصلبة أو الوصول إلى الأحق لن لا يمكن حدوث انهيار بعدها .
الحفر العميق	يجب والنزول بالجسات إلى عمق $(\frac{3}{4} \rightarrow 1)$ إلى مرة عرض الحفر المستوية أو المشرج وفى حالة إذا ما كان قاع الحفر أعلى من منحسوب المياه الأرضية وفى تربة متزلة فيمكن الوصول بأعماق الجسات من ١.٥ إلى ٢.٥ متر أعنى يمكن منحسوب قاع الحفرة على الأقل . وفى حالة إذا ما كان منحسوب قاع الحفر أوطأ من منحسوب المياه الأرضية فلا بد من الوصول إلى نهاية الطبقات المنقلة للماء .
الجسر	يجب لتحديد أعماق الجسات بحيث تزيد من نصف إلى مرة وربع الطول الأفقى لأسطح المبول فى الطبقات المتجانسة . وفى حالة ظهور الطبقات الرخوة فلا بد من الوصول إلى الطبقات الصلبة .
السدود وخزانات المياه	يجب الوصول بأعماق الجسات إلى نصف عرض قاع السدود الترابية أو من مرة إلى مرة ونصف ارتفاع السدود الخرسانية فى الطبقات المتجانسة . ويمكن إنهاء الجسات بعد اختراق الطبقات الغير متفلة للماء مسافة من ٣ إلى ٦ متر إذا استمرت هذه الطبقات بأعماق كبيرة .

أن هذه العينات تستخدم في قياس المحتوى المائي والغذائية والكثافة (أو حدة الأوران).
وعملية الحصول على عينات غير مقلقة تماماً هي عملية في غاية الصعوبة ولذلك فإننا
نحصل على عينات ذات انحراف من القلقة. وتحسب درجة القلقة Degree of
Disturbance للعينات من العلاقة الآتية :

$$A_R(\%) = \frac{D_o^2 - D_i^2}{D_i^2} \times 100$$

حيث :

A_R = area ratio نسبة المساحة

D_o = Outside diameter of sampling tube القطر الخارجى لأنبوبة أخذ العينات

D_i = Inside diameter of sampling tube القطر الداخلى لأنبوبة أخذ العينات

وحيثما تكون نسبة للمساحة مساوية ١٠٪ أو أقل فإن العينة يمكن اعتبارها غير مقلقة.
ولتأيب استخراج العينات التي يمكن اعتبارها غير مقلقة يجب أن تصنع من حيث الأقطار
والتخانات بحيث تحقق النسبة المذكورة. ويتوقف عدد العينات الغير مقلقة على نوع المنشأ
ومتطلبات التصميم والاختبارات المراد إجرائها. وفي الطبقات الطينية فمن الضروري أخذ عينة
غير مقلقة على الأقل كل ٢ متراً.

ويجب الأخذ في الاعتبار عند استخراج العينات ما يلي :

- يستخدم سائل الحفر أو مواسير سد للترية بالعمق المطلوب عند تهليل التربة.
- لا تستخدم المياه في الحفر عند استخراج عينات من أعلى منسوب المياه الجوفية.
- يجب ملئ الحفر بالمياه أو بسائل الحفر عند استخراج عينات من أسفل منسوب المياه الجوفية.
- يجب المحافظة على عينات التربة للضعفة أو المفككة والموجودة أسفل التربة القوية أو
الكثيفة في نفس العينة.

ويجب الحرص عند نقل العينات الغير مقلقة من الموقع للمعمل. فيجب عند استخراج
العينات تغليفها بالشمع المنصهر بطريقة جيدة تضمن عزل العينات تماماً حتى لا تفقد الماء أو
أى من خصائصها كما يجب وضع العينات بعد كتابة البيانات عليها في صندوق خشبي بحفظ
بعدا عن الشمس والحرارة والاهتزاز. ويجب نقلها بسرعة ويرفق للمعمل. وعند اختبارها تزال
طبقات الشمع الرقيقة التي تكون قد تجمدت عليها. ويجب كتابة بيانات العينة على ورقة بحبر لا
يمحى أو بحبر عاوى مع تغليف الورقة بالشمع المنصهر أيضاً حتى لا تتعرض بيانات العينة
للثلف. وعادة ما تكون بيانات العينة هي اسم الموقع ورقم الجسة وعمق للعينة.

Example 1-1 : What is the area ratio of 5.08 cm thin wall sample tube, inside diameter is 4.763 cm.

Solution :

$$A_R(\%) = \frac{D_o^2 - D_i^2}{D_i^2} \times 100$$

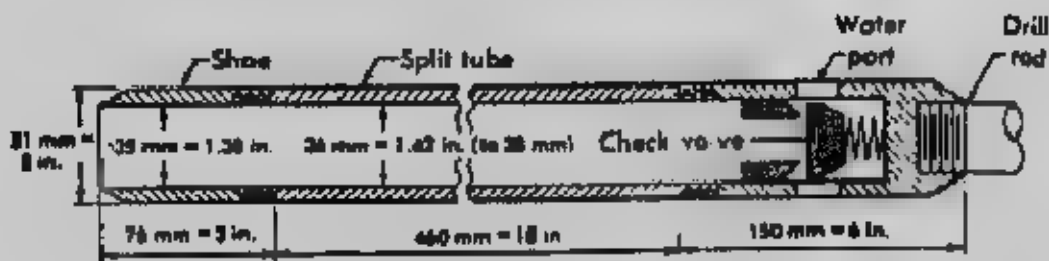
$$= \frac{(5.08)^2 - (4.763)^2}{(4.763)^2} \times 100 = 13.75\%$$

جـ- طرق الحصول على العينات : Sampling Methods :

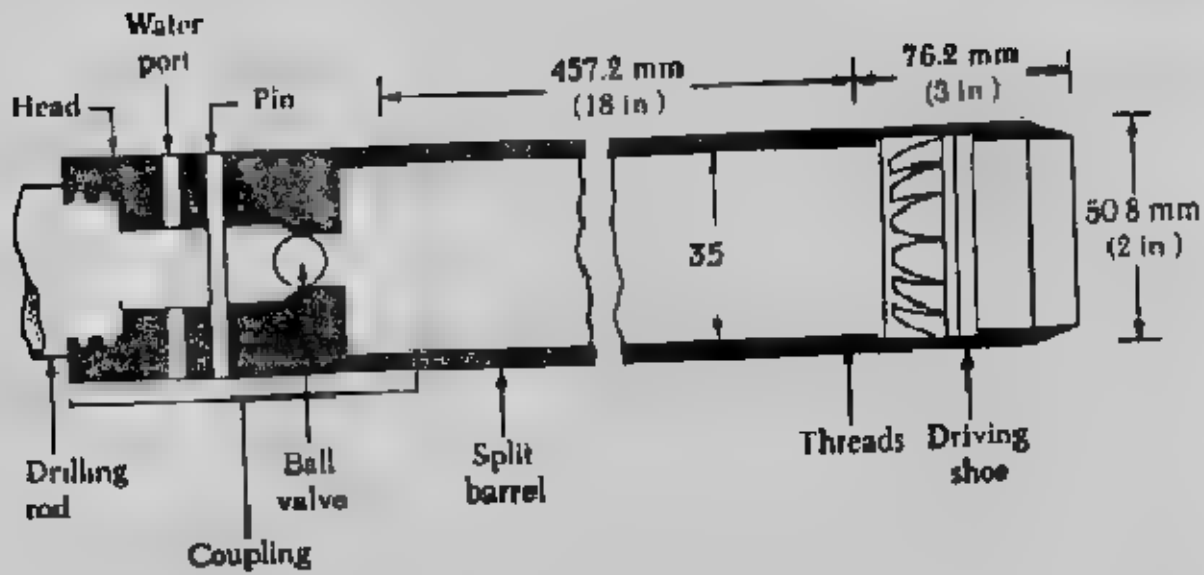
١- ملعقة أخذ العينات Split-Spoon Sampler : يبين الشكل (١٤-١) ملعقة أخذ العينات. وهي تستخدم لأخذ العينات من الحصة حيث تزال أدوات التنقيب ثم تنزل الملعقة إلى قاع الحصة وتغرز في التربة بواسطة الدق عليها بمطرقة قياسية تتركب على قضيب التنقيب والذي تتركب في نهايته الملعقة.

والمطرقة القياسية وزنها ٦٢٢.٧٢ نيوتن (أى ٦٣.٥ كجم أو ١٤٠ رطل) وتسقط من ارتفاع حر مقداره ٧٦ سم وترفع المطرقة وتترك لتسقط حتى يتم اختراق مسافة ٣٠ سم الأخيرة من الملعقة في التربة عند العمق المراد فحصه. ويسمى عدد الدقات اللازمة لاختراق هذه المسافة بمقاومة التربة للاختراق Standard Penetration Number, (N). وبالإضافة لتعين عدد الدقات N فإنه بعد رفع الملعقة تؤخذ من داخلها عينات غير مقلقة تستخدم في فحص وتصنيف التربة.

وحينما تكون التربة خشقة مثل الرمل فإنه من الصعوبة استخراج عينات منها. وعلى ذلك فإنه يمكن تركيب لقمة إمساك داخل الملعقة Spring core catcher والمبينة في شكل (١٥ ١). وهذه الطريقة في أخذ العينات تدخل ضمن اختبار الاختراق القياسى Standard penetration test.



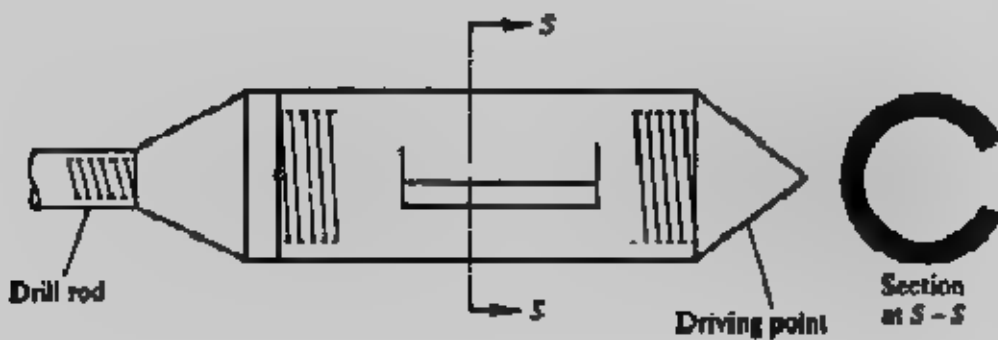
شكل (١٤-١): ملعقة أخذ العينات.



شكل (١٥-١): ملعقة عينات بنقمة إمساك

٢- الدلو الكاشط Scraper Bucket : حينما تكون التربة عبارة عن رمل مختلط بحصى فإنه يصعب الحصول على عينات بواسطة الملعقة ذات الماسك لأن الحصى قد يمتع الماسك من الإغلاق. وفي هذه الحالة يمكن استخدام الدلو الكاشط للحصول على عينات مقلقة. والدلو الكاشط له سن احتراق كما يمكن توصيله بقضيب النقب. وعند استخراج العينات يدفع الدلو في التربة ثم يلف فتسقط التربة المكشوفة إلى داخل الدلو. شكل (١٦-١).

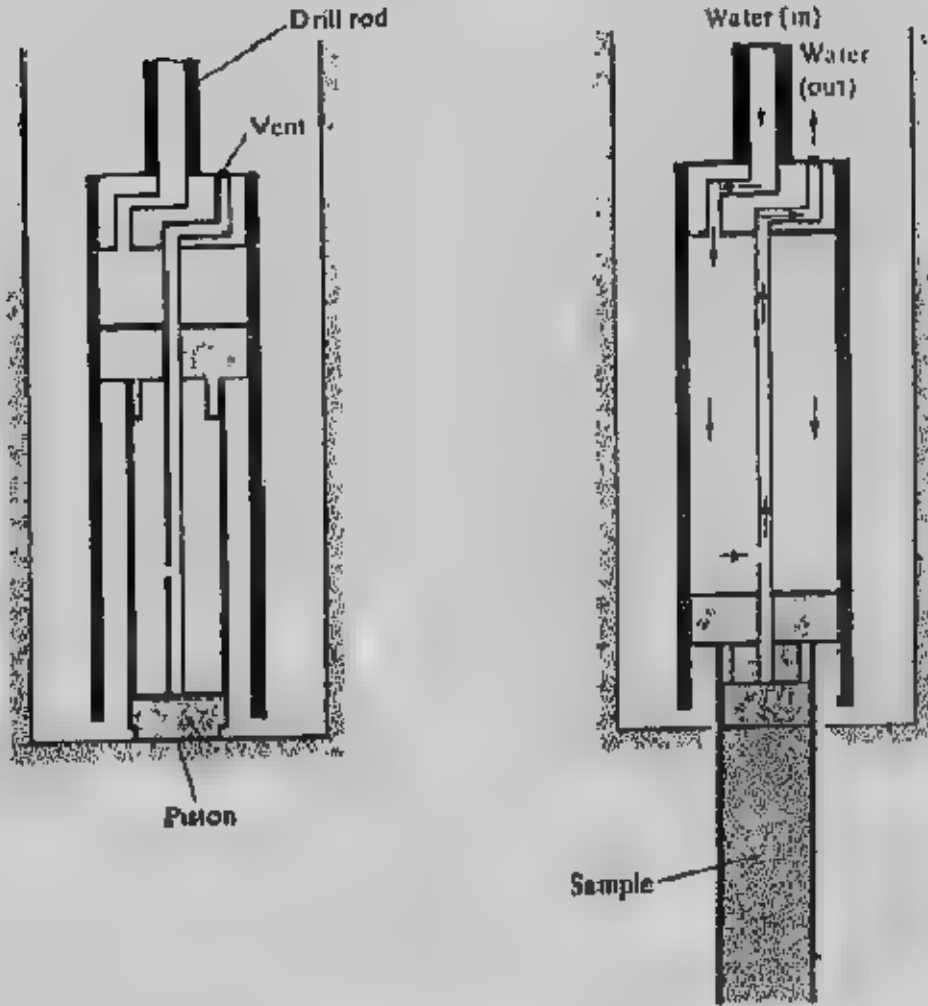
٣- الأنبوبة رفيعة الجدران Thin Wall Tube : الأنبوبة رفيعة الجدران تُعرف بأنابيب شلبى Shelby Tubes وهذه الأنبوبة تصنع من الصلب بقطر داخلي ٥٠,٨ مم وبقطر خارجي ٧٦,٢ مم ولها نهاية حادة. ويمكن لهذه الأنبوبة أن توصل بقضيب النقب. وتستخدم أنابيب شلبى في الحصول على عينات غير مقلقة من التربة الطينية وذلك بإنزال قضيب النقب وبه أنبوبة العينات ويدفع في التربة فتدخل التربة داخل الأنبوبة. وبعد الرفع من التربة تفك الأنبوبة بما بها من تربة وترسل للمعمل. شكل (١٧-١).



شكل (١٦-١): الدلو الكاشط.



شكل (١٧-١): أنابيب شلبي الرقيقة.



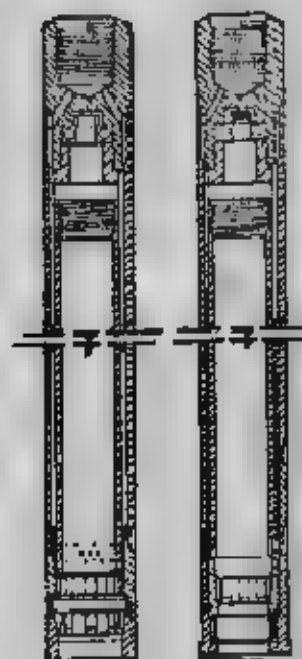
شكل (١٨-١): أخذ العينات الكباس.

٤ أخذ العينات الكباس **Piston Sampler** : حينما تكون العينات الغير مقلقة ذات قطر أكبر من ٧٦,٢ مم فإنها تكون معرضة للسقوط. ولذلك فإن أخذ العينات الكباس يكون معيدا في هذه الحالة. شكل (١٨-١). ويتكون أخذ العينات الكباس من أنبوبة رفيعة بمكبس. وفي البداية تكون الأنبوبة مغلقة بالمكبس وينزل أخذ العينات إلى قاع الحفرة وحينئذ تدفع الأنبوبة في التربة هيدروليكيًا بواسطة المكبس ويترك الضغط خلال ثقب في قضيب الكباس للمحافظة على بقاء العينة عند رفع أخذ العينات من التربة والعيّنات التي يتم للحصول عليها بهذه الطريقة ذات قلقة أقل من العينات التي يتم الحصول عليها بأنابيب شلبي.

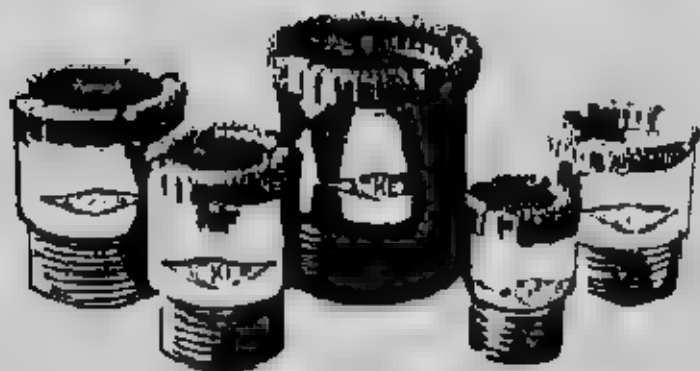
٥- عينات الصخر Rock Sampling : عينات الصخر يمكن الحصول عليها بواسطة اسطوانات العينة Core Barrels شكل (١-١٩) وهذه الاسطوانات توجد على أنواع مختلفة وحجوم وأطوال متنوعة. واسطوانات العينات الصخرية مرودة بلقم قطع مصنوعة من الماس أو التنجستين أو الكربيت، حيث يستخدم الماس للصخر والتنجستين أو الكربيت لعينات الطين الجامد. ويتم أخذ العينات عن طريق الحفر بالدوران. ولقد سبق القول أن اسطوانات القطع منها ما هو مفرد ومنها ما هو مزدوج.



Diamond-studded rock-coring bits. (Courtesy of Law Engineering Testing Co.)



double-lube
core barrel



Diamond coring bits

شكل (١-١٩): اسطوانات عينات الصخر.

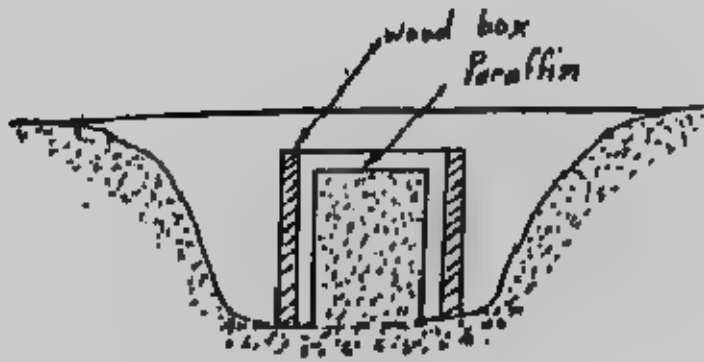
٦- العينات الكتلية Chunk Sampling : العينات الكتلية يمكن الحصول عليها بالحفر يدويا بعناية في التربة ويمكن الحصول على كتلة غير مثقلة تماما من التربة لأن هذه الطريقة لا تستخدم معدات أو أنابيب وهي التي تسبب المثقلة للتربة. ويوضح شكل (١-٢٠) خطوات الحصول على العينات الكتلية الغير مثقلة ويجب عمل الاحتياطات اللازمة عند رفع العينة وحفظها ونقلها للمعمل ويميز هذه الطريقة سهولتها ورخصها ولكن يعيبها عدم إمكانية الحصول على عينات من أعماق بعيدة حيث يمكن استخدام هذه الطريقة في الأعماق القريبة فقط بحد أقصى ١٠ مترا.



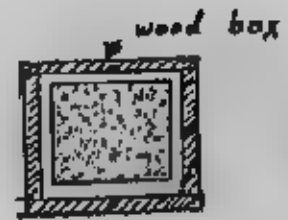
١- الحفر حول العينة



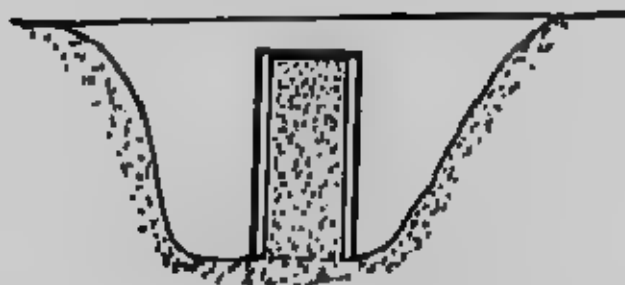
٢- عينة مهذبة



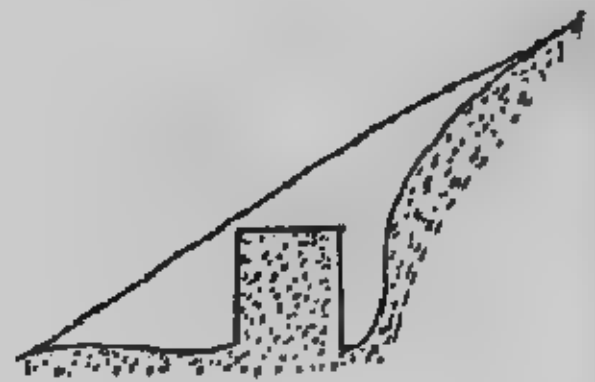
٣- عينة مصنفة ومغلقة بالشمع



٤- العينة في الصندوق ومحاطة
بشمع البرافين



٥- عينة دخلت طرية



٦- عينة من ميل

شكل (١-٢٠): العينات الكتلية.

خامسا : الاختبارات الموقعية Field Tests :

الاختبارات الموقعية هي الاختبارات التي يتم على الطبيعة في الموقع، وهذه الاختبارات تعطي نتائجاً طبيعية دقيقة، والعينات التي تستخرج من التربة ومهما قلت درجة قلقلتها لا تعطي نتائجاً طبيعية ودقيقة مائة في المائة، ولذلك فإن الاختبارات الموقعية تعطي الفضل وأدق النتائج بغض النظر عن ارتفاع تكاليف تنفيذها.

١ - اختبار الاختراق القياسي (SPT) Standard Penetration Test : اختبار الاختراق القياسي هو أهم الاختبارات الحقلية وهو اختبار للاختراق الديناميكي للتربة . وهذا الاختبار ينفذ على أعماق مختلفة على طول الجسة وخاصة عند المنسوب المتوقع للتأسيس . وفي هذا الاختبار يتم دق ملعقة أخذ العينات القياسية Split-Spoon Sampler لمسافة ٤٦ سم (١٨ بوصة) في التربة عند قاع الحفر الجسة (منسوب الاختبار) . وتستخدم في عملية الدق مطرقة وزنها ٦٢,٧٢ نيوتن (٦٣,٥ كجم أو ١٤٠ رطل) تسقط من ارتفاع حر قدره ٧٦ سم (٣٠ بوصة) وشكل (١-١٨) يبين كيفية إجراء الاختبار . ويحسب عدد الدقات اللازمة ليتم اختراق مسافة ٣٠,٥ سم (١٢ بوصة) الأخيرة من ملعقة أخذ العينات في التربة ويطلق على هذا العدد N . ويتم الحساب بوضع علامات على قضيب الاسترشاد (Guide rod) كل ١٥ سم . وتدق المعلقة في ١٥ سم الأولى . ثم يؤخذ عدد الدقات المقابل لاختراق ١٥ سم الثانية و ١٥ سم الثالثة ، ولا تحسب الدقات الزائدة عن ٥٠ دقة وتكون N في هذه الحالة أكبر من ٥٠ .

والملعقة القياسية تتكون من ثلاثة أجزاء متصلة ببعضها بقطر خارجي قدره ٥١ مم والحد الأدنى لطول الجزء الأوسط هو ٤٥٧ مم ولقمة الحفر (الكعب) طولها ٧٦ مم والقطر الداخلي للمعلقة هو ٣٥ مم . ويمكن زيادة القطر الداخلي إلى ٣٨,١ مم على أن تغلف المعلقة من الداخل بغشاء بسبك ١,٥ مم . ويجب أن تكون لقمة الحفر من الصلب المقوى ومعدنه يتلائم بحيث يمكن استبدالها عند الحاجة . شكل (١-١٤) . وتتأثر قيمة N بعاملين ، أولهما هو وجود منسوب للمياه الجوفية وثانيهما هو وزن التربة أعلى منسوب الاختبار ، ولذلك فإن قيم N تخضع للتصحيح بسبب هذين العاملين .

وفي حالة الرمل الرقيق والطيني فإن N تصحح إذا كانت بقيمة أكبر من ١٥ دقة بالمعادلة الآتية :

$$N_{corrected} = 15 + \frac{1}{2} (N - 15) \dots\dots\dots(1-1)$$

و N في المعادلة هي المقاسة في الاختبار ، وللتربة الخشنة تصحح N نتيجة لتأثير أوزان التربة فوق منسوب الاختبار (الإجهاد المؤثر σ_v) وقيمة N المقاسة من الاختبار عند إجهاد مؤثر معين يجب أن تعدل لتتناسب قيمة قياسية للإجهاد المؤثر σ_v هي :

$$N_{corrected} = C_N N_F \dots\dots\dots(1-2)$$

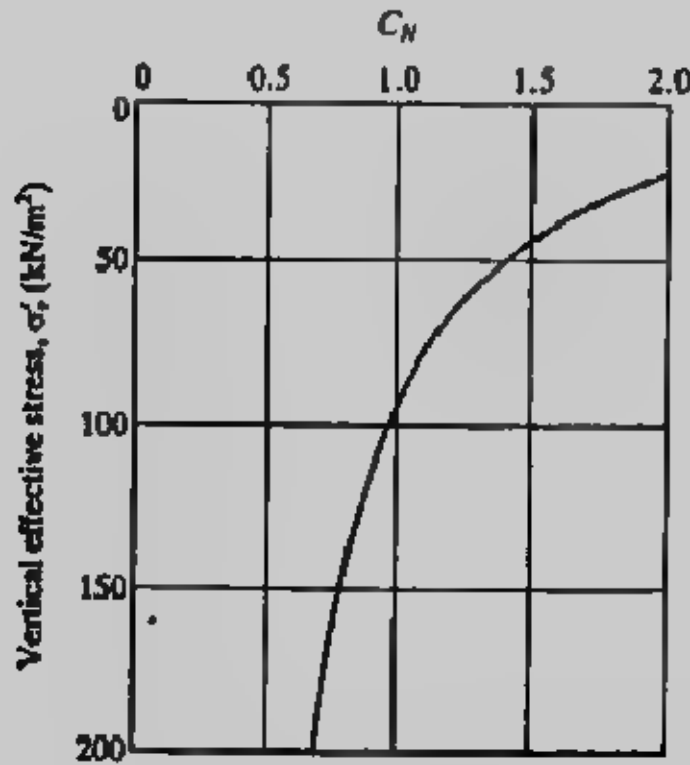
Where : C_N = correction factor

N_F - N-value obtained from the field

وقدم ليوا و وايت مان (Liao and Whitman, 1986) أفضل معامل التصحيح بالمعادلة الآتية:

$$C_N = 9.78 \sqrt{\frac{1}{\sigma_v \text{ (kN/m}^2\text{)}}} \dots\dots\dots (1-3)$$

كما يمكن إيجاد قيمة C_N من الشكل (٢١-١).



شكل (٢١-١): تعيين C_N

وبالإضافة للحصول على عينات غير مثقلة من هذا الاختبار فإنه يعطى معلومات مفيدة عن التربة حيث يمكن استنتاج قوام الطين ومقاومة الضغط الغير محصور من قيمة عدد النكات N كما هو مبين في جداول (٢٣-١) (٢٤-١).

جدول (٢٣-١): علاقة N وقوام التربة المتماسكة المشبعة.

Consistency of saturated cohesive soils†

Consistency	N	Remarks
Very soft	0-2	Squishes between fingers when squeezed
Soft	3-5	Very easily deformed by squeezing
Medium	6-9	
Stiff	10-16	Hard to deform by hand squeezing
Very stiff	17-30	Very hard to deform by hand
Hard	> 30	Nearly impossible to deform by hand

جدول (١-٤): العلاقة بين N وقوام الطين و q_u *

Consistency of Clays and
Approximate Correlation to the Standard
Penetration Number, N

Standard penetration number, N	Consistency	Unconfined compression strength, q_u (kN/m^2)
0-2	Very soft	0-25
2-5	Soft	25-50
5-10	Medium stiff	50-100
10-20	Stiff	100-200
20-30	Very stiff	200-400
> 30	Hard	> 400

جدول (١-٥): علاقة N ، ϕ

Empirical values for ϕ , D_r , and unit weight of granular soils based on the SPT at about 6 m depth and normally consolidated

Description	Very loose	Loose	Medium	Dense	Very dense
Relative density D_r	0	0.15	0.35	0.65	0.85
SPT N : fine	1-2	3-6	7-15	16-30	?
medium	2-3	4-7	8-20	21-40	> 40
coarse	3-6	5-9	10-25	26-45	> 45
ϕ : fine	26-28	28-30	30-34	33-38	
medium	27-28	30-32	32-36	36-42	< 50
coarse	28-30	30-34	33-40	40-50	
γ_{sat} , pcf (kN/m^3)	70-100† (11-16)	90-115 (14-18)	110-130 (17-20)	110-140 (17-22)	130-150 (20-23)

† Excavated soil or material dumped from a truck will weigh 11 to 14 kN/m^3 and must be quite dense to weigh much over 21 kN/m^3 . No existing soil has a $D_r = 0.00$ nor a value of 1.00—common ranges are from 0.3 to 0.7

جدول (١-٧): علاقة N ، ϕ ، D_r

Relation between N -values, Relative
Density, and Angle of Friction in Sands

Standard penetration number, N	Approximate relative density, D_r (%)	Approximate angle of friction of soil, ϕ (deg)
0-5	0-5	26-30
5-10	5-30	28-35
10-30	30-60	35-42
30-50	60-95	38-46

جدول (١-٦): علاقة N والكثافة النسبية

RELATIVE DENSITY
OF SAND—STANDARD
PENETRATION TEST
(After Terzaghi and Peck^{7, 12})

Blows	Relative Density
0-4	Very loose
5-10	Loose
11-20	Firm
21-30	Very firm
31-50	Dense
51+	Very dense

ب- اختبارات أخرى للاختراق Other Penetration Test :

يبين شكل (٢٢-١) طرق أخرى لاختبار الاختراق والتي تستخدم المخروط بدلاً من الملعقة. ومن هذه الاختبارات ما يسمى بتجارب الاختراق بالمخروط الديناميكي، وفيها يتم دق مخروط مثبت في نهاية قضبان بواسطة مطرقة ذات وزن وسقوط محددين. وجهاز الاختراق الديناميكي يتكون من رأس مخروطية الشكل من الصلب براوية رأس مقدارها ٦٠°، وهذا الجهاز قد يكون خفيفاً أو متوسطاً أو ثقيلاً حيث يكون قطر المخروط لها على الترتيب هو ٢٥,٦، ٣٥,٦، ٤٣,٧ مم وقطاع للمخروط مساحته ٥، ١٠، ١,٥ سم^٢ ويتم الدق على مواسير الاختراق المتصل بها للمخروط بمعدل ٢٠ دقة في الدقيقة بدون توقف باستخدام مطرقة وربها ١٠ كجم لأجهزة الاختراق الخفيفة، ٢٠ كجم للأجهزة المتوسطة، ٥٠ كجم للأجهزة الثقيلة بسقوط قدره ٥٠ سم. ويسجل عدد الدقات اللازمة لاختراق المخروط ٢٠ سم في التربة، ويعرف عدد هذه الدقات بالاختراق الديناميكي.

كما يوجد اختبار آخر يسمى بالمخروط السويدي. حيث يستخدم مخروط حلزوني طوله ٢٠ سم وأقصى قطر له من ٣٠ إلى ٣٥ مم وتستخدم ١٠٠ كجم للتحميل على المخروط مع لقه إلى أن يخترق التربة ويحسب عدد أنصاف الدقات اللازمة لاختراق المخروط للتربة.

ج- اختبار الاختراق بالمخروط The Cone Penetration Test (CPT) :

اختبار الاختراق بالمخروط أو اختبار المخروط الإستانتيكي اختبار بسيط يستخدم بسهولة في التربة الطينية اللينة أو الرمل الناعم إلى متوسط ويصعب استخدام هذا الاختبار في الطين الجامد أو الصلب وفي الزلط أيضاً وينفذ هذا الاختبار بدفع مخروط قياسي بزاوية رأس مقدارها ٦٠° وقطر قاعدته ٣٥,٧ مم وبمساحة مقطع مقدارها ١٠ سم^٢ ويتم الدفع في التربة بمعدل ٢٠ مم/ثانية. ويقاس إجهاد الدفع وهو مقدار مقاومة التربة لاختراق المخروط بها ويسمى Static Cone Resistance q_c شكل (٢٣-١) وتوجد علاقات رابطة بين N ، q_c مثل :

للتربة الرملية :

$$q_c = \frac{N}{400-600} \quad (1-4)$$

للتربة الطينية :

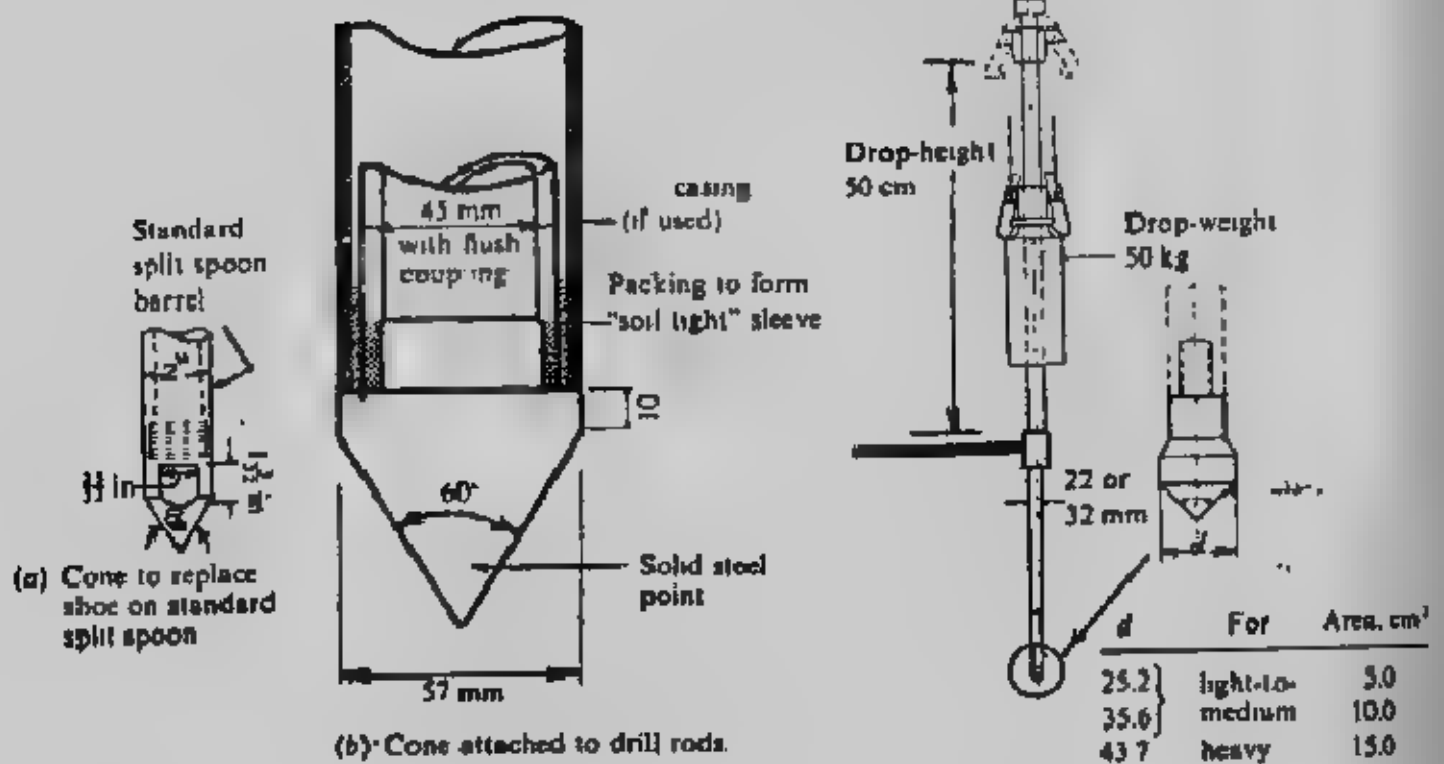
$$q_c = \frac{N}{800-1000} \quad (1-5)$$

N - Standard penetration number

حيث :

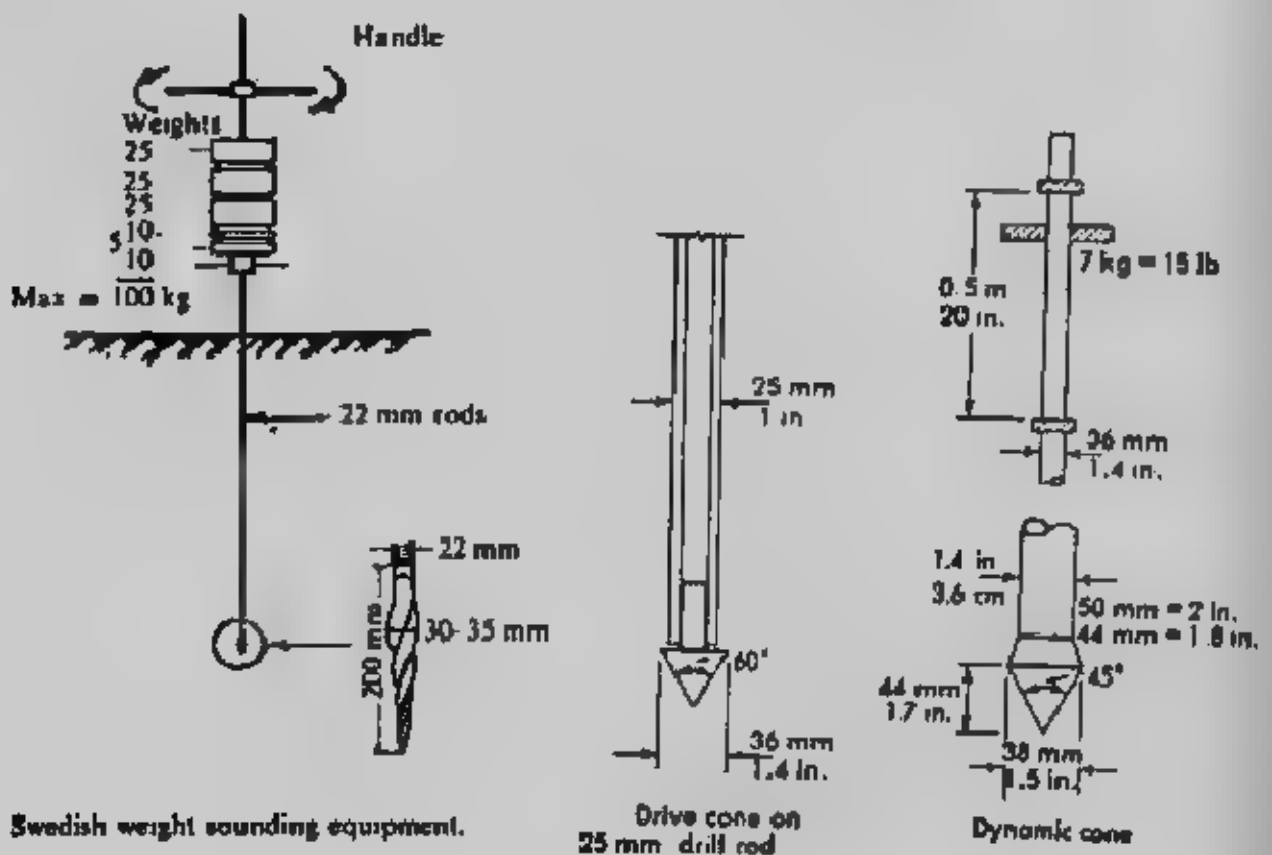
q_c = Static cone resistance, kN/m²

Tombi type trip release as used in Japan for the SPT as well as for dynamic cone



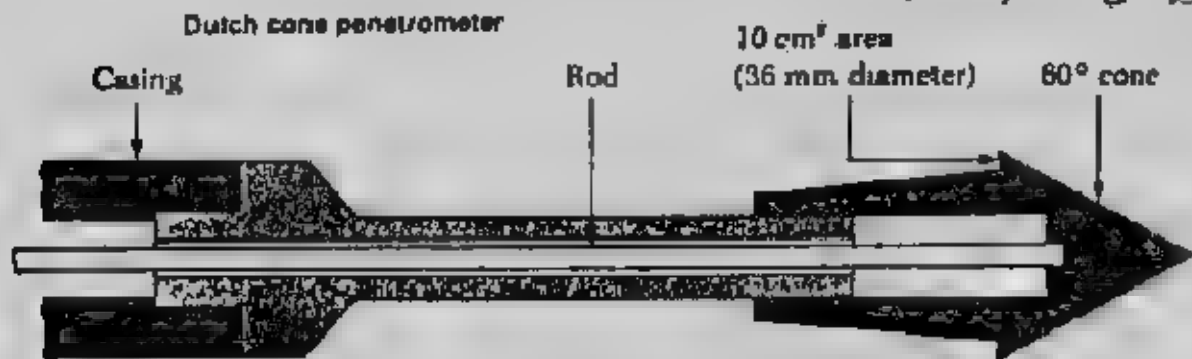
Two dynamic type cones driven using the SPT or larger drive weights

Dynamic cone penetration test.

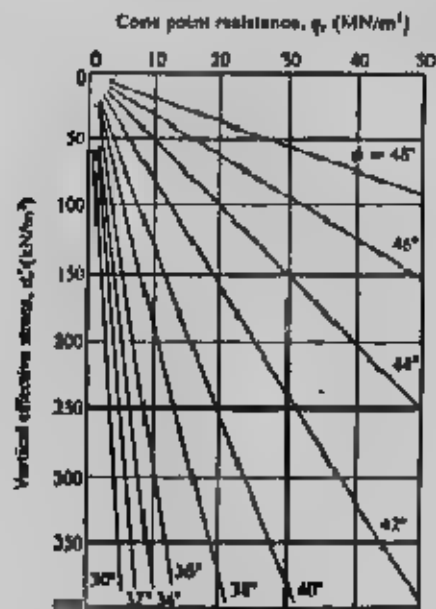


شكل (٢٢-١): الاختبارات الأخرى للاختراق.

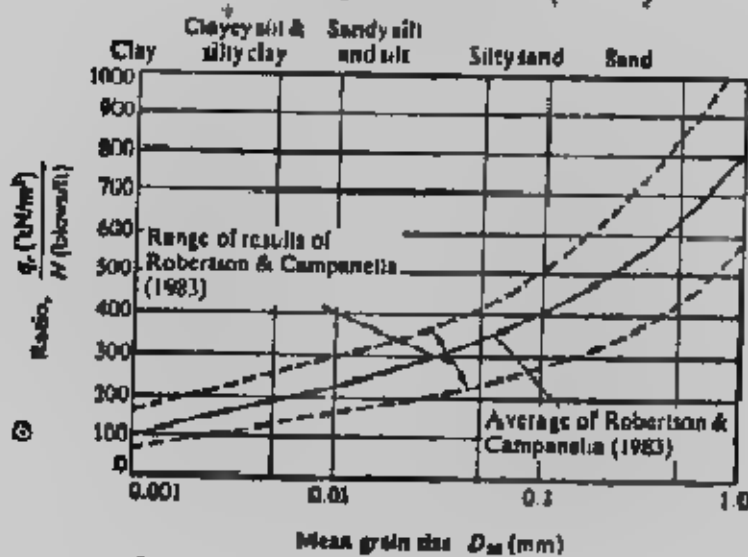
ويمكن من قيمة q_c تعيين زاوية الاحتكاك الداخلي للتربة الخشنة شكل (٢٤-١)، كما يمكن تعيين قوام التربة الناعمة بمعرفة قيمة q_c ويعطى شكل (٢٥-١) العلاقة العامة بين N ، q_c ويعطى شكل (٢٦-١) أنواعا أخرى للمخروط الإستاتيكي.



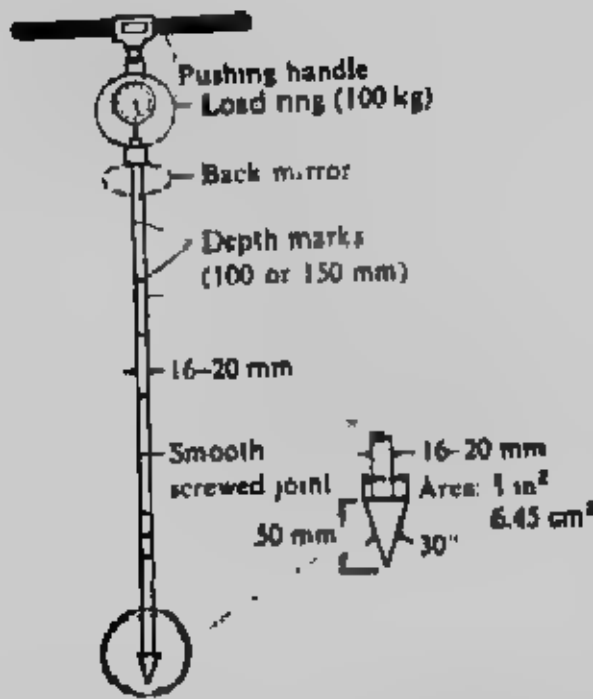
شكل (٢٣-١): الإختراق بالمخروط الإستاتيكي.



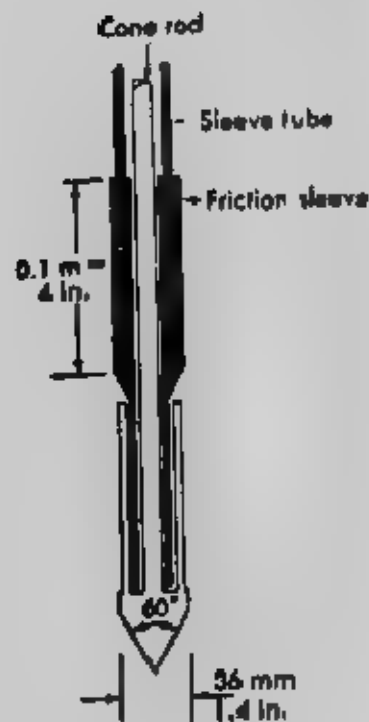
شكل (٢٤-١): العلاقة بين q_c ، σ_v ، ϕ للرمل



شكل (٢٥-١): العلاقة بين N ، q_c



Hand held penetrometer for shallow depths. The resistance is read in mirror from load ring gauge necessary to push the cone 50 mm into soil.



Dutch cone with friction sleeve

شكل (١-٢٦): أنواع أخرى للمخروط الاستاتيكي.

٥- اختبار مروحة القص Vane Shear Test :

لختبار مروحة القص من الاختبارات التي تجرى بالموقع أثناء عمل الجسة لتعيين مقاومة القص الغير منصرف في الموقع للتربة الطينية. وجهاز مروحة القص يتكون من أربع ريش في نهاية قضيب يمكن زيادة طوله على وصلات. شكل (١-٢٧) ويؤخذ طول الريش إلى عرضها كنسبة ٢ : ١ دائماً، وتنفذ تجربة مروحة القص في الموقع بدفع الريش في التربة عند قاع حفرة الجسة والعزم المحوري المبذول عند قمة قضيب لف الريش سوف يسبب انهيار بالقص على شكل إسطواني يحيط بالريش. وأقصى عزم مبذول هو :

$$T = C_u \pi D^2 \left(\frac{H}{2} + \frac{D}{6} \right) \dots \dots \dots (1-6)$$

$$\text{or } C_u = \frac{T}{\pi D^2 \left(\frac{H}{2} + \frac{D}{6} \right)} \dots \dots \dots (1-7)$$

Where : T = maximum torque applied. D = diameter of the vanes

C_u = undrained shear strength (φ = 0 concept), H = height of the vanes

ولأغراض التصميم تصحح قيم القص الناتجة كما يلي :

$$C_{u(\text{corrected})} = \lambda C_{u(\text{field})} \dots \dots \dots (1-8)$$

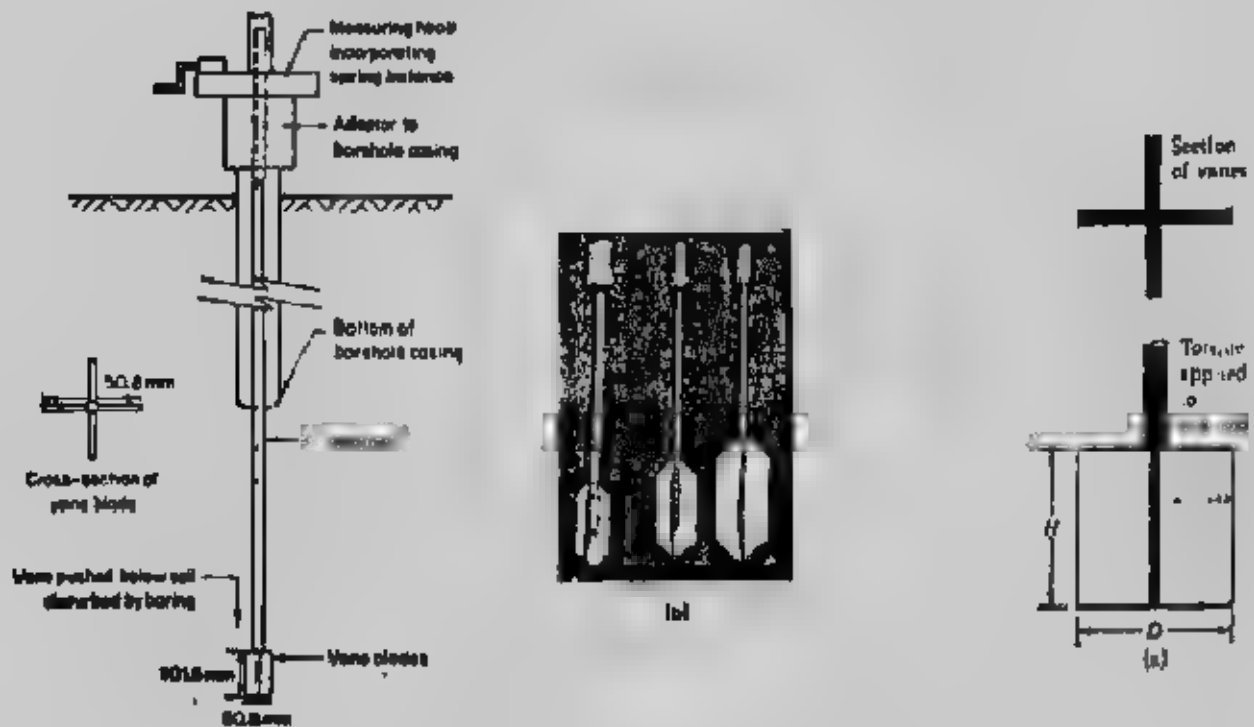
where : λ = correction factor

وقد يكون التصحيح باستخدام معامل اللدونة شكل (٢٨-١) وقد يكون طبقا لأبحاث أحدث منسوبا لقيمة $Cu(field)$ إلى قيمة الإجهاد الفعال σ_v شكل (٢٩-١). ومن هذا الاختبار يمكن تقدير قيمة نسبة سبق التصلب OCR , Overconsolidation ratio, لثربة الطين في الموقع من العلاقة العملية الآتية :

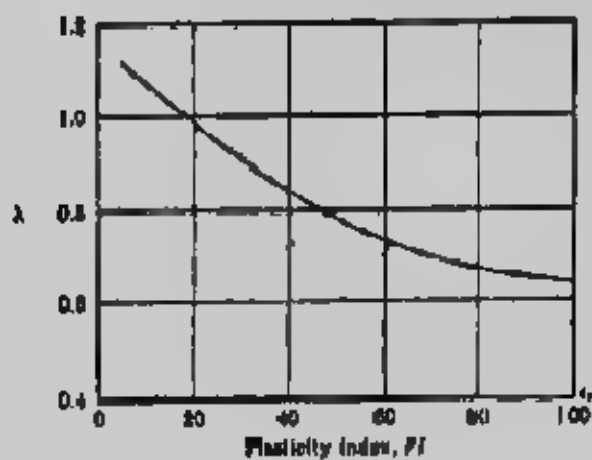
$$OCR = \beta \left[\frac{C_{u(field)}}{\sigma'_v} \right] \quad \dots \dots \dots (1-9)$$

Where : σ'_v = presnet effective overburden pressure.

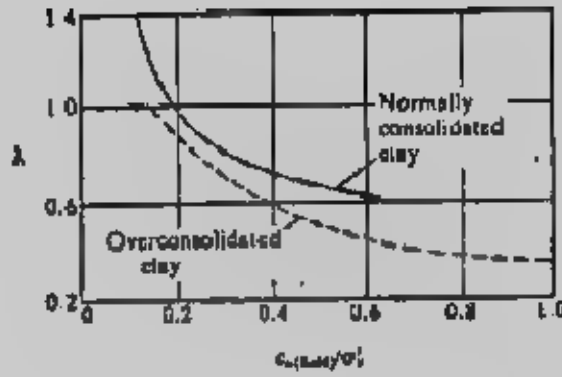
$\beta = 22(PI)^{-0.48}$ (where PI = Pasticity index)



شكل (٢٧-١): اختبار مروحة القص في الموقع.



شكل (٢٨-١): التصحيح بمعامل اللدونة.



شكل (١-٢٩): التصحيح بالتصلب.

وتعيين معامل النفاذية في الموقع :

توجد طرق كثيرة لتعيين معامل النفاذية في الموقع وأهم وأسهل الطرق هما طريقة النهاية المفتوحة وطريقة الحفرة.

١- اختبار النهاية المفتوحة **Open End Test** : في هذا الاختبار تنفذ للحفرة حسب العمق المطلوب ثم تنزل ماسورة إلى قاع الحفرة، وتسحب المياه من أعلى الماسورة وهذه المياه هي التي تسرب من خلال قاع الحفرة، ويكون سحب المياه بمعدل ثابت ويكون منسوب المياه في الماسورة ثابتاً وتقدر كمية المياه المسحوبة ثم يحسب معامل النفاذية كما يلي :

$$K = \frac{Q}{5.5rH} \quad (1-10)$$

Where : K = Coefficient of permeability.

Q = Constant rate of supply of water to the borehole

r = Inside radius

H = Differential head of water

والمعادلة السابقة تصلح لأي نوع من الوحدات كما أن H معرفة في الشكل (١-٣٠) وهي تتكون من جزئين :

$$H = H_{\text{gravity}} + H_{\text{pressure}} \quad (1-11)$$

٢- اختبار الحشوة **Packer Test** : هذا الاختبار يمكن تنفيذه في جزء من حفرة الجسة أثناء أو بعد تنفيذها حيث تدفع المياه تحت ضغط بمعدل ثابت إلى هذا الجزء من الحفرة، ومعامل النفاذية يعين من :

$$K = \frac{Q}{2\pi LH} \log_e \left(\frac{L}{r} \right) \quad (\text{for } L \geq 10r) \quad (1-12)$$

$$K = \frac{Q}{2\pi LH} \sinh^{-1} \left(\frac{L}{2r} \right) \quad (\text{for } 10r > L \geq r) \quad (1-13)$$

Where : K = coefficient of permeability

Q - constant rate of flow into the hole

L = length of portion of the hole under test

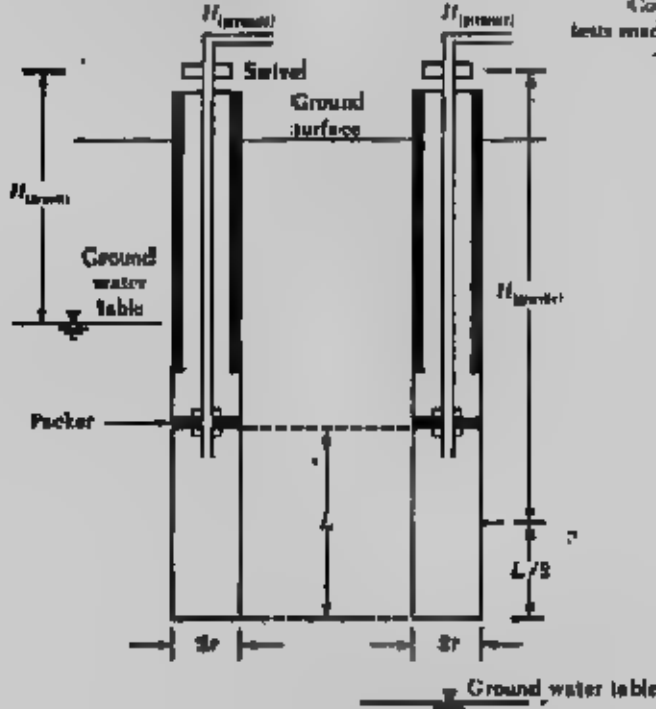
r = radius of the hole

H = differential pressure head

وهذه الطريقة تستخدم أساساً لتحديد معامل النفاذية في الصخر كما يمكن استخدامها لأنواع التربة

الأخرى. شكل (٣١-١).

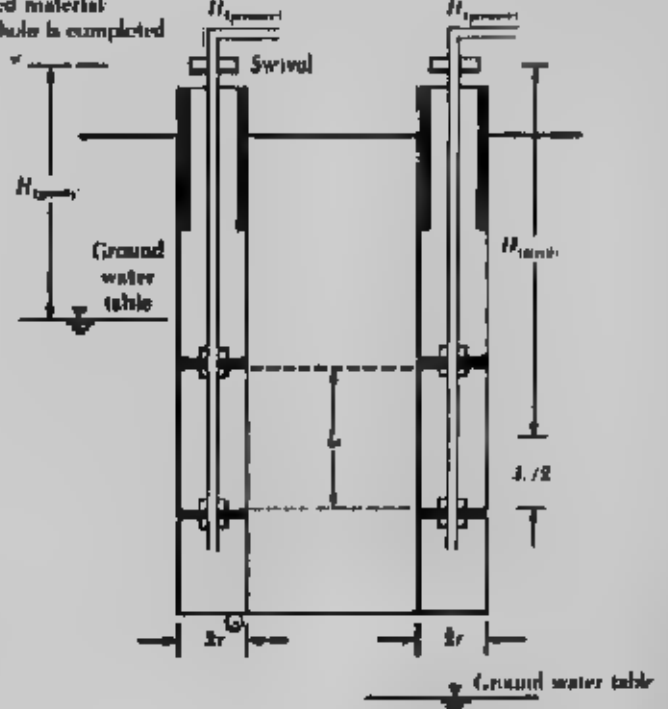
Consolidated material
tests made during drilling



(a) Saturated material

(b) Unsatrated material

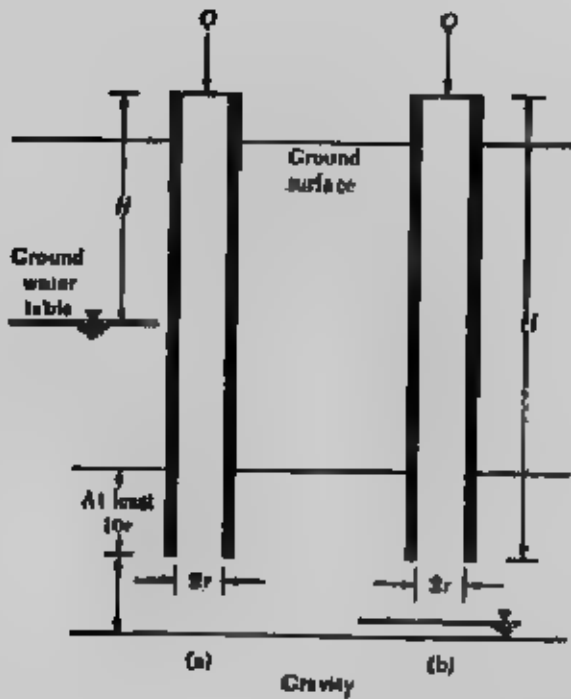
Consolidated material
tests made after hole is completed



(c) Saturated material

(d) Unsatrated material

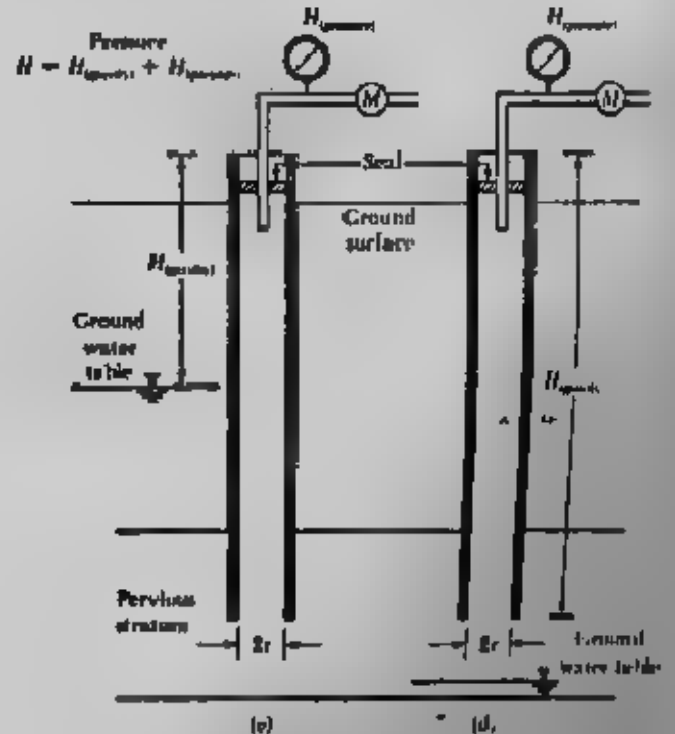
شكل (٣٠-١): اختبار النهاية المفتوحة لتحديد معامل النفاذية في الموقع.



(a)

Gravelly

(b)



(c)

(d)

شكل (٣١-١): اختبار الحثوة لتحديد معامل النفاذية في الموقع.

سادسا : المياه الجوفية Ground Water :

أ- تحديد منسوب المياه الجوفية Ground watertable : وجود المياه الجوفية بالقرب من الأساسات يؤثر على هبوط الأساسات وقدرة تحملها . ومنسوب المياه الجوفية بتغير موسميا ولذلك فمن الضروري تحديد أعلى وأوطى منسوب للمياه الجوفية على طول عمر المنشأ . وأثناء عمل حفرة الجسة يجب تسجيل بداية ظهور المياه الجوفية فيها . ويستقر منسوب المياه الجوفية بعد ٢٤ ساعة من إتمام الجسة للتربة المتجانسة عالية النفاذية وتسمى هذه الطريقة بالآبار المفتوحة . ويتم قياس عمق منسوب المياه الجوفية بإنزال سلسلة أو شريط مساحي داخل الحفرة ، وقد تستخدم أجهزة كهربية تعطى إشارات صوتية أو صوتية عند ملامستها للمياه . أما للتربة منخفضة النفاذية فإن منسوب المياه الجوفية يستغرق عدة أيام لكي يستقر . وفي هذه الحالة يجب قياس مناسب المياه الجوفية بطريقة دقيقة باستخدام مقياس ضغط السوائل (بيزومتر) Piezometer والذي يتكون من حجر نعل أو أنبوبة مثقبة تعمل كمرشح يسمح بدخول المياه دون التربة ومعلق بالحجر النفاذ أو الأنبوبة المثقبة ماسورة أو أنبوبة بلاستيك رفيعة ويوضع البيزومتر كما هو مبين بالشكل (١-٣٢) .

وتوجد أنواع عديدة من البيزومترات :

أ- البيزومتر ذو المواسير الرأسية وهو بسيط وسهل الاستخدام وطرا لبطء معدل ثبات القراءة فإنه يستخدم للتربة ذات النفاذية العالية شكل (١-٣٢) .

ب- البيزومترات التي تعمل بالهواء حيث معدل ثبات القراءة بها سريع ولكن لا بد من الحرص في منع دخول الهواء الجوي داخل مواسير ضغط الهواء كما يجب معايرة الأجهزة قبل استخدام شكل (١-٣٢) .

ج- البيزومترات الكهربية وهي ذات دقة عالية ومعدل ثبات سريع ولكنها مكلفة وتحتاج للقراءات إلى تصحيح .

وللتربة الطميية يمكن رصد مناسب المياه الجوفية بالخطوات الآتية :

١- تنزح بعض المياه الجوفية من الحفرة .

٢- ترصد مناسب المياه الجوفية في الحفرة عند أزمنة صفر، t_1 ، t_2 ، t_3 وهي أي لزمنة مختلطة .

٣- تحسب ΔH_1 ، ΔH_2 ، ΔH_3 ، كما هو مبين بالشكل (١-٣٣)

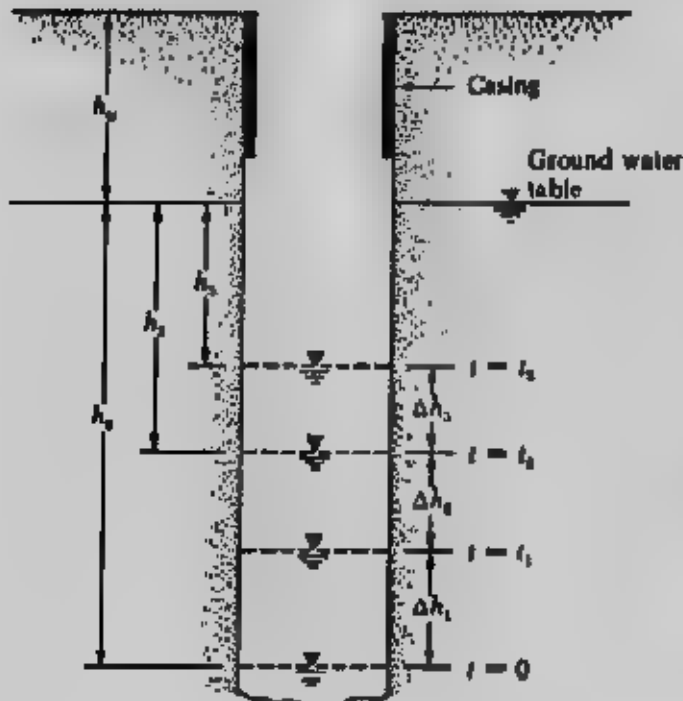
٤- تحسب :

$$h_o = \frac{\Delta h_1^2}{\Delta h_1 - \Delta h_2} \dots\dots\dots(1-14)$$

$$h_2 = \frac{\Delta h_2^2}{\Delta h_1 - \Delta h_2}$$

$$h_3 = \frac{\Delta h_3^2}{\Delta h_2 - \Delta h_3}$$

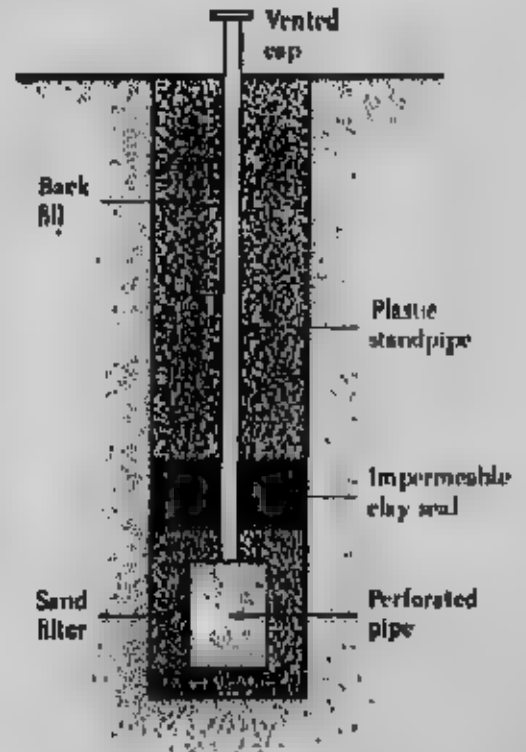
٥- نرقل قيم h_o ، h_2 ، h_3 ، عند الأزمنة المختلفة لإيجاد مستوى المياه الجوفية.



Determination of ground water table

شكل (٣٣-١)

تعين منسوب المياه الجوفية بالقياس



Casagrande-type porous stone piezometer

شكل (٣٢-١)

تعين منسوب المياه الجوفية بالبيزومتر

Example 1-2 :

Refer to Fig. (1-34) for a borehole, given : $h_w + h_o = 9.5$ m

$$\Delta t = 24 \text{ h}$$

$$\Delta h_1 = 0.9 \text{ m}$$

$$\Delta h_3 = 0.70 \text{ m}$$

$$\Delta h_2 = 0.54 \text{ m}$$

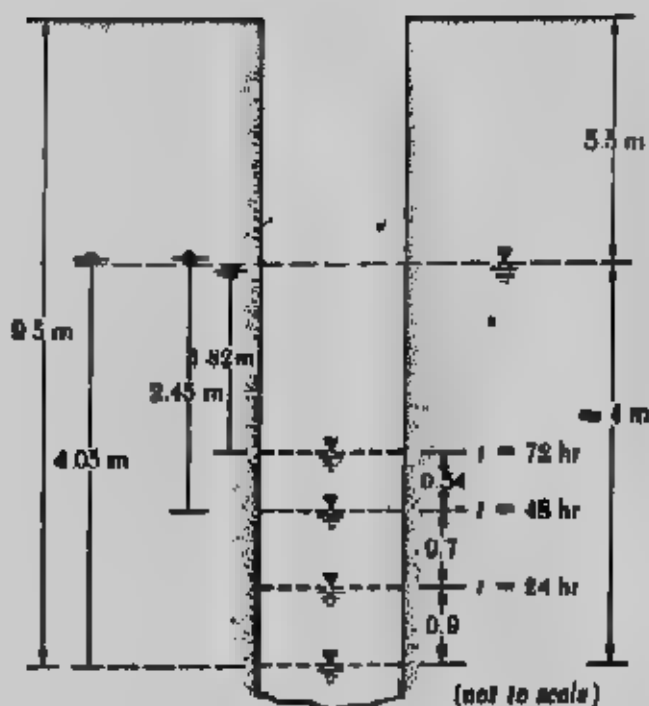
Make the necessary calculations and locate the ground water level.

Soltuion : Using Eq. (1-14).

$$h_o = \frac{\Delta h_1^2}{\Delta h_1 - \Delta h_2} = \frac{0.9^2}{0.9 - 0.70} = 4.05 \text{ m}$$

$$h_2 = \frac{\Delta h_2^2}{\Delta h_1 - \Delta h_2} = \frac{0.7^2}{0.9 - 0.7} = 4.05 \text{ m}$$

$$h_3 = \frac{\Delta h_3^2}{\Delta h_2 - \Delta h_3} = \frac{0.54^2}{0.7 - 0.54} = 1.82 \text{ m}$$



شكل (١-٣٤): مثال

ب- التحليل الكيميائي للمياه الجوفية :

عند تنفيذ أساسات أى منشأ فى التربة فإن خرسانة هذه الأساسات تتأثر بالمواد الضارة الموجودة فى التربة، كما أن وجود المياه يعتبر عاملاً ضرورياً للتفاعلات الكيميائية ولذلك يجب الاهتمام بدراسة الوسط المحيط بخرسانة الأساسات للتعرف على الأملاح المتواجدة بالتربة وبالمياه الجوفية وعمل الاحتياطات اللازمة لحماية الخرسانة حالياً ومستقبلاً وعند الاحتمالات المختلفة للوسط المحيط بها، ولذلك فمن الأمور الهامة هو إجراء التحليل الكيميائى لكل من التربة المحيطة بالأساسات والمياه الجوفية. ولإستخراج عينة مياه جوفية يمكن استخدام طرق بسيطة كفلورة المياه المدلاء داخل الحفرة، أو استخدام أجهزة أكثر دقة وتحتوى على صمام يفتح عند المناسب المطلوب أخذ عينات المياه عندها.

ويتم الفحص الكيميائى للمياه بتقدير المحتويات الآتية :

- ١- الأس الهيدروجينى.
- ٢- الرائحة واللون.
- ٣- محتوى الأملاح الكلية الذائبة.
- ٤- محتوى المغنسيوم والأمونيوم.
- ٥- محتوى الكبريتات على هيئة ثالث أكسيد الكبريت.
- ٦- محتوى الكلوريدات.

وتتميز المياه الصارة عند فحصها ظاهريا باللون الداكن والرائحة غير الطبيعية، ووجود ترسبات جسمية وحروج غازات والمكروبات الصارة في المياه الجوفية تؤثر تأثيرا صارا على خرسانة الأساسات، ويزداد هذا التأثير مع درجات الحرارة العالية والضغط العالي أو تعرض الخرسانة لمياه متحركة أو تحت ضغط هيدروستاتيكي.

وسوف نبين دراسة التحليل الكيميائي للمياه الجوفية وكذلك للتربة في بند تحليل النتائج ودراستها في هذا الباب.

سابعا : الاختبارات المعملية :

بعد توصيل العينات إلى المعمل توضع متجاورة حسب تسلسل العينات ويتم فحص هذه العينات بصريا بغرض التعرف على التربة ولونها وطبقاتها مبدئيا وهذا ما يسمى بالتوصيف المبدئي، ويقوم بهذه المهمة مهندسون تربة ذوي خبرة عالية في التوصيف، ويتم بعد ذلك تحديد الاختبارات الواجب إجراؤها وكذلك العينات المطلوبة لهذه الاختبارات ليتم تحديد الصفات الجيوتكنيكية للتربة وخصائصها الميكانيكية بدقة، وأهم الاختبارات التي تجرى على التربة هي اختبارات الكثافة والمحتوى المائي وحدود أتبرج والتحليل الحبيبي ومقاومة القص والتصلب والقابلية للانتفاخ والإتهارية والتحليل الكيميائي للمياه الجوفية والتربة.

والتوصيف المبدئي بالفحص البصري يجب أن يتم تأكيده بالتجارب المعملية المعروفة للوصول للتوصيف النهائي الصحيح، هذا بالإضافة للتوصيف البصري وتسلسل الطبقات الذي يسجله مهندس الجسات في الموقع والتجارب المعملية هي التأكيد العلمي والرابط لكل هذه التوصيفات، وبين الجدول (٨ ١) أهم الاختبارات المعملية للعينات والكمية المطلوبة من العينات لهذه الاختبارات.

ثامنا : تحليل النتائج ودراستها :

بعد الانتهاء من إجراء جميع الاختبارات الموقعية والمعملية يتم تحليل دراسة نتائج هذه الاختبارات للوصول إلى النتائج النهائية والدقيقة لأبحاث تربة الموقع، وتسجل النتائج النهائية التي تم الوصول إليها في تقرير التربة بطريقة منظمة وواضحة.

أ- تصنيف التربة Soil Classification :

وللوصول إلى التصنيف العلمي السليم لطبقات التربة يجب عمل الاختبارات لإيجاد العوامل المصنفة للتربة والتي أهمها حدود لزبرج والتحليل الحبيبي للتربة ولقد عالجنا هـ

جدول (٨-١): الاختبارات المعملية وكميات العينات اللازمة لها.

Test	Types of Soils	Size of Sample (gram)	Type of Sample	Use of Data
Specific gravity of solids	All	100	Auger or split barrel	Void ratio, minerals.
Grain size	Cohesionless (sands, gravels)	200	Auger or split barrel	Classification. Estimate permeability, shear strength, frost action, and compaction.
Grain shape	Cohesionless (sands, gravels)	200	Auger or split tube	Classification. Estimate shear strength.
Liquid plastic limits	Cohesive (silts, clays)	200	Auger or split tube	Classification. Estimate compressibility and compaction.
Water content	Cohesive	100	Auger or split tube	Correlate with strength, compressibility, and compaction.
Void ratio	Cohesive	200	Split tube*	Estimate compressibility and strength.
Unconfined compression	Cohesive	200	Split tube*	Estimate shear strength.

* Sample must be relatively undisturbed.

الموضوع بالتفصيل في الباب الثالث من كتابنا ميكانيكا التربة . وعادة تسجل حدود التخرج في تقرير التربة أو قطاع الجسة بينما تقدم منحنيات التحليل الحبيبي على أحد مخطوطات التدرج الحبيبي المختلفة وفقا لأحد المدارس العلمية التي سبق الحديث عنها في المرجع المذكور . ويقدم في شكل (١-٣٥) وشكل (١-٣٦) بعض هذه المخطوطات من أنظمة مختلفة.

ب- الصفات الجيوتكنيكية Geotechnical Properties :

يجب تجميع الصفات الجيوتكنيكية عند مواضع إجراء الاختبارات كما يجب أن تعطى بياناتها جميع أنواع طبقات التربة وخاصة طبقات التأسيس والطبقات الحرجة ذات مشاكل الهبوط أو الانقناخ أو الإتهادية . ويفضل تسجيل هذه الصفات في جداول أو على قطاع الجسة مباشرة في مواضعها .

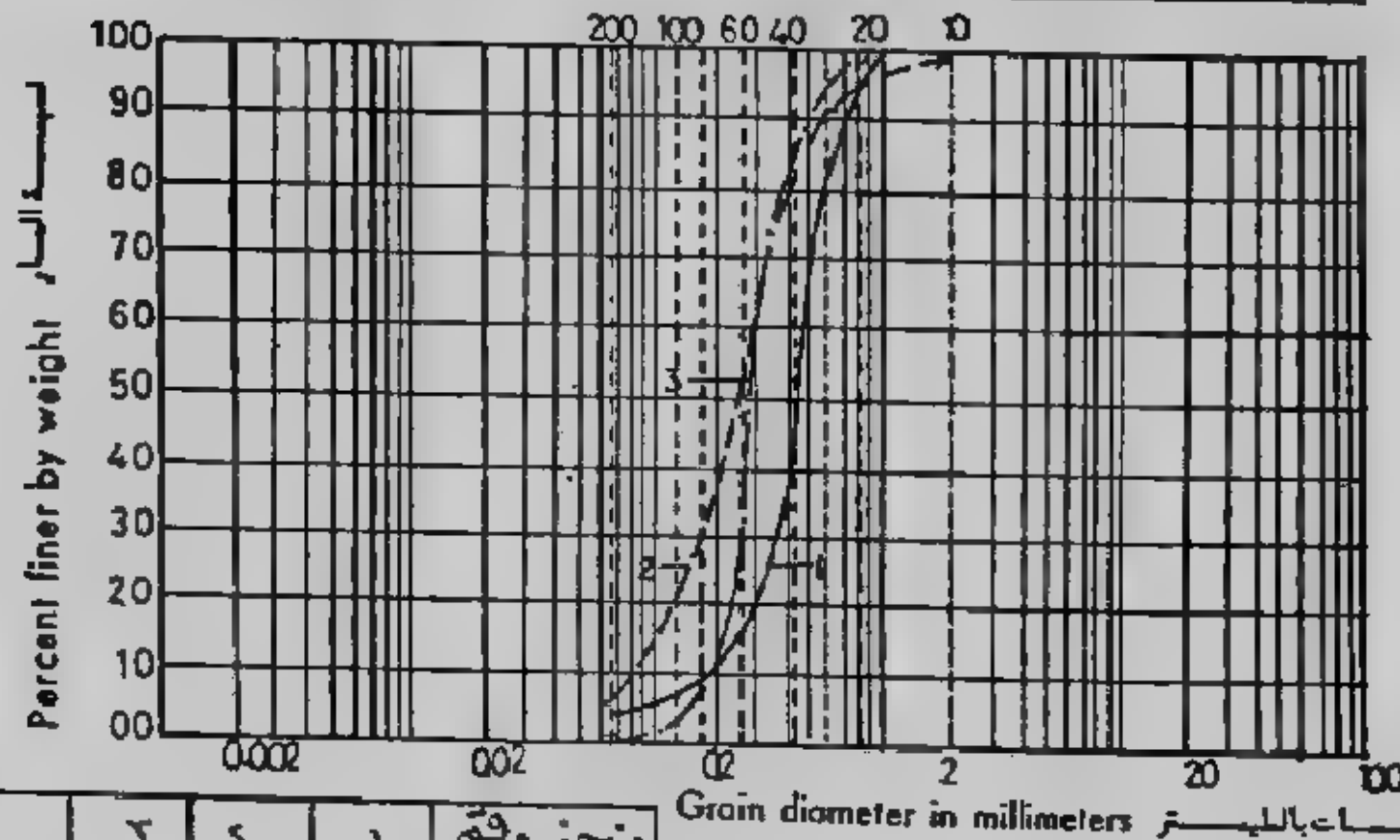
ج- إعداد قطاع الجسة Preparation of Boring Log :

البيانات والمعلومات المجمعة من كل جسة تم تنفيذها تقدم على شكل بياني يسمى قطاع الجسة Boring Log ويجب على مفذ الجسة أن يسجل هذه البيانات على قطاع الجسة :

١- اسم وعنوان مقاول أو شركة الجسات .

- ٢- اسم منفذ الجسة أو المشرف على تنفيذها.
 - ٣- اسم ورقم للمشروع وعنوانه.
 - ٤- تاريخ تنفيذ الجسة.
 - ٥- رقم الجسة ومكاتها.
 - ٦- طبقات التربة فى الموقع كما شوهدت أثناء تنفيذ الجسة.
 - ٧- مناسيب المياه الابتدائية والنهائية كما ظهرت فى الجسة.
 - ٨- قيم تجارب الاختراق الموقعية ومناسيبها وكذلك نتائج التجارب الموقعية الأخرى.
 - ٩- عدد وأنواع وأعماق العينات المأخوذة.
 - ١٠- فى حالة عينات الصخر يسجل نوع اسطوانة القطع.
- كما يجب أن يقدم منفذ الجسات كروكى للموقع العام يوضح عليه أماكن الجسات وعددها ونوعها وعمقها، أشكال (١-٣٧)، (١-٣٨)، وبعد استكمال الاختبارات المعملية على العينات المستخرجة يقوم مهندس التربة والأساسات بإعداد شكل قطاع الجسة النهائى والدقيق، والذي يضم بالإضافة للبيانات الموقعية لمنفذ الجسة نتائج التجارب المعملية، وتضم أشكال قطاعات الجسة إلى تقرير أبحاث التربة وهى تشكل جزءا هاما فيه، وتبين الأشكال (١-٣٩) إلى (١-٤٣) نماذج مختلفة لأشكال قطاع الجسة،
- ويلاحظ أن نماذج قطاع الجسة تضم المعلومات والبيانات الآتية :
- ١- اسم الموقع أو للعملية.
 - ٢- رقم الجسة.
 - ٣- قطاع التربة على طول الجسة بالاستعانة برموز التربة شكل (١-٤٤)،
 - ٤- مناسيب الطبقات وحدودها.
 - ٥- مناسيب المياه الجوفية.
 - ٦- اسم كل طبقة ولونها.
 - ٧- الصفات الجيوتكنيكية ومنها حدود أتربرج والكثافة والمحتوى المائى والانتفاخ.
 - ٨- الصفات الميكانيكية مثل مقاومة القص وقيمة الضغط الغير محصور وزاوية الاحتكاك الداخلى للتربة الخشنة.
 - ٩- نتائج الاختبارات الموقعية وأهمها اختبارات الاختراق.
 - ١٠- تاريخ تنفيذ الجسة واسم منفذها.

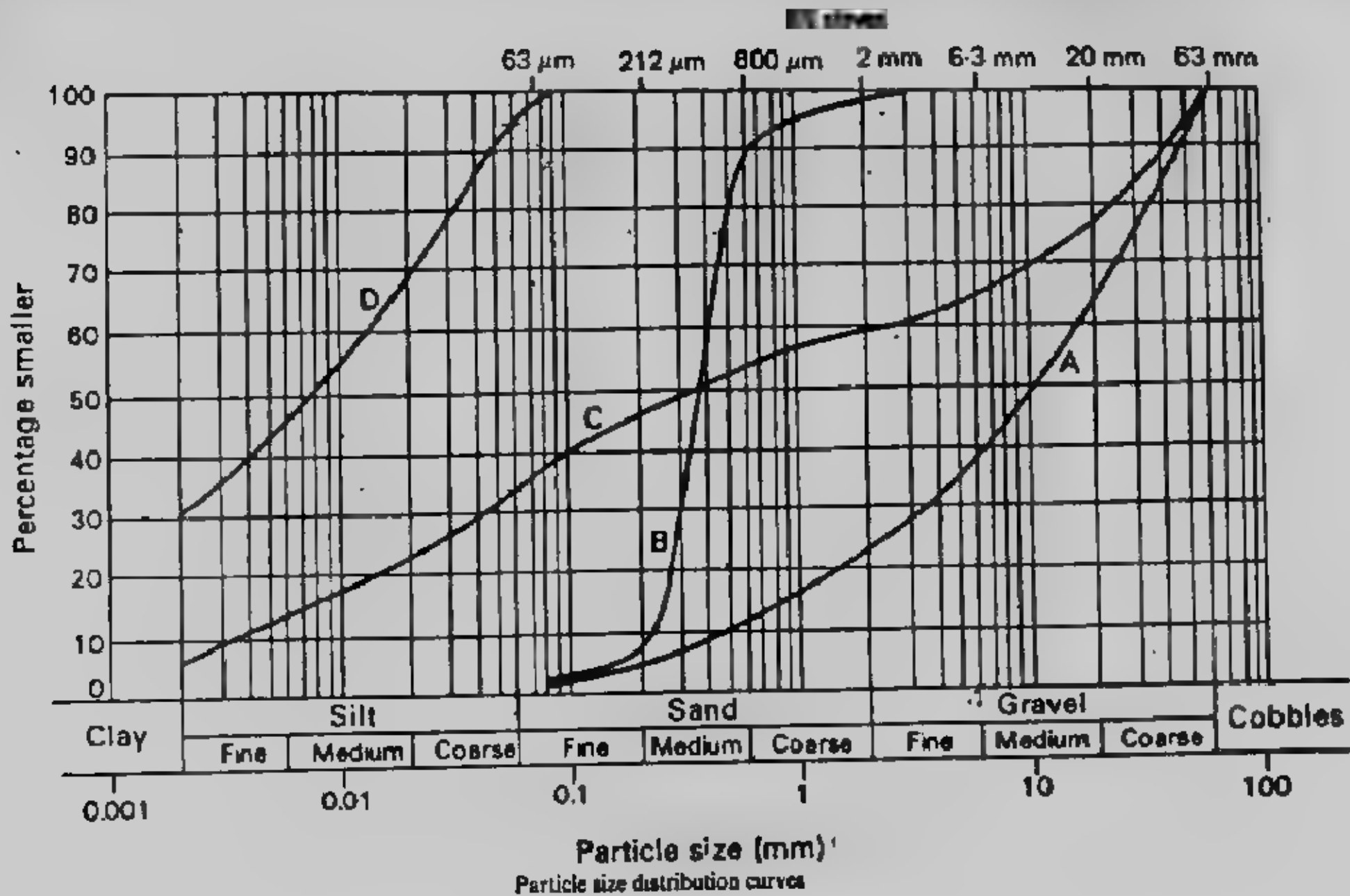
	زلط	رمل	طمي	طين
	خشن	متوسط	ناعم	خشن
	متوسط	ناعم	متوسط	ناعم



منحنى رقم	1	2	3
العمق	3	9	17

نظر المبدأ بالبيتر
منحنيات التدرج الحبيبي - جسمه رقم 1

شكل (٢٥): مخطوط التدرج الحبيبي



شكل (١-٣٦): التدرج الحبيبي

د- قطاع التربة في الموقع Subsurface Profile :

من أشكال قطاعات الجسات أو الحفر الاستكشافية في الموقع يمكن وضع تصور عام لشكل وتسلسل الطبقات في الموقع ويسمى هذا التصور بقطاع التربة Subsurface Profile شكل (٤٥-١) ، وقد يستلزم رسم قطاع التربة عمل جسات إضافية أو حفر استكشافية إضافية ، وهذا القطاع يساعد في إعطاء صورة أكثر وضوحاً لحالة الطبقات السطحية من حيث انتظامها أو اختلافها أو تغير سمكها أو بدايتها أو نهايتها كذلك يبين للقطاع حجم وحدود الطبقات الضعيفة والطبقات القوية ، ويجب ملاحظة أن شكل القطاع في مناطق الجسات المتعددة هو الأصح أما في المناطق بين الجسات فإنها وقعت بالتصور وبالمقارنة بين مناطق الجسات وبعضها أشكال (٤٦-١) ، (٤٧-١) ، (٤٨-١) .

هـ- دراسة التحليل الكيميائي للتربة والمياه الجوفية Study of Chemical Analysis :

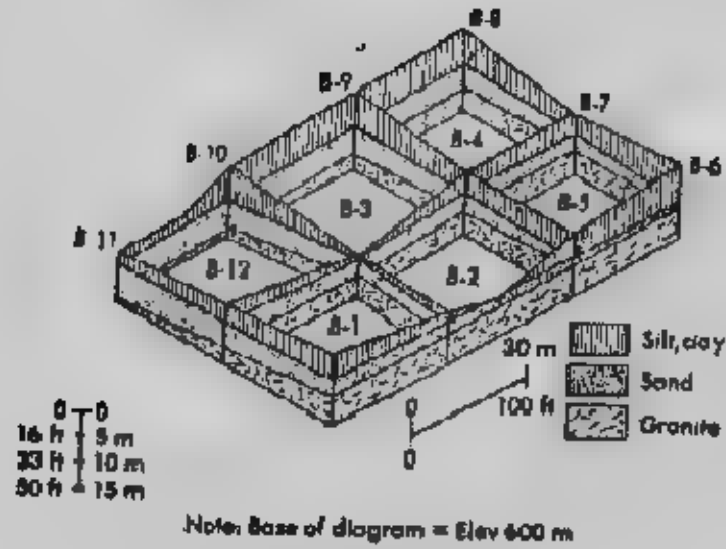
تتأثر كثيراً خرسانة الأساسات بالمواد الضارة الموجودة في الوسط المحيط بها ، والوسط المحيط يعنى الماء والتربة والغاز المحيط بالخرسانة المتصلدة ، والعناصر الضارة بالخرسانة هي الأحماض الحرة (ويعبر عنها بالأمس الهيدروجيني) والأحماض المعدنية ومنها كبريتيد الهيدروجين وثاني أكسيد الكبريت وحمض الكربونيك وكذلك الأحماض العضوية الحرة والكبريتات وأملاح المفسسيوم وأملاح الأمونيوم والدهون والزيوت النباتية والحيوانية والفلزات ، وكل هذه المواد تعمل بأسلوب أو بآخر على إذابة المركبات الأسمنتية وبالتالي تفككت الخرسانة ، وكذلك تعمل على تفككت العروة الأسمنتية لمياني الطوب ، أما الكلوريدات فيكون تأثيرها على حديد التسليح حيث تساعد على الصدأ وقد تكون المواد الضارة في التربة وتنشط عند وصول المياه الجوفية لها أو مع حركتها ، وقد تكون المواد الضارة في المياه الجوفية نفسها ، ويبين جدول (٩-١) تقييم خطورة المكونات الضارة بالمياه .

جدول (٩-١) : حدود التقييم للمكونات الضارة بالمياه .

٢	الرقم	الأسماء		
		أجزاء قليلة	أجزاء قليلة	أجزاء خطية
١	الأمس الهيدروجيني	٥,٥ - ٦,٥	٤,٥ - ٥,٥	أقل من ٤,٥
٢	حاصل الكربونات على هيئة (ك أ) حجم / لتر	٣٠ - ١٥	٢٠ - ١٠	أقل من ١٠
٣	الأمونيا (ن يد) حجم / لتر	٣٠ - ١٥	٢٠ - ١٠	أقل من ١٠
٤	الفلوئيد (ما ٢٠) حجم / لتر	٢٠٠ - ١٠٠	١٥٠ - ٢٠٠	أقل من ١٥٠
٥	الكبريتات (ك أ) حجم / لتر	١٠٠ - ٢٠	٢٠٠ - ١٠٠	أقل من ٢٠٠

مسروع:			حجمه رقم:	ملف رقم:
منسوب:			المنسوب:	المنسوب:
سطح الأرض:			السطح:	السطح:
مهندس الموقع:			الموقع:	الموقع:
تاريخ:			المعدات:	لوحة رقم:
العمود	الارتفاع	العمود	الارتفاع	العمود
١	١	١	١	١
٢	٢	٢	٢	٢
٣	٣	٣	٣	٣
٤	٤	٤	٤	٤
٥	٥	٥	٥	٥
٦	٦	٦	٦	٦
٧	٧	٧	٧	٧
٨	٨	٨	٨	٨
٩	٩	٩	٩	٩
١٠	١٠	١٠	١٠	١٠
١١	١١	١١	١١	١١
١٢	١٢	١٢	١٢	١٢
١٣	١٣	١٣	١٣	١٣
١٤	١٤	١٤	١٤	١٤
١٥	١٥	١٥	١٥	١٥
١٦	١٦	١٦	١٦	١٦
١٧	١٧	١٧	١٧	١٧
١٨	١٨	١٨	١٨	١٨
١٩	١٩	١٩	١٩	١٩
٢٠	٢٠	٢٠	٢٠	٢٠
٢١	٢١	٢١	٢١	٢١
٢٢	٢٢	٢٢	٢٢	٢٢
٢٣	٢٣	٢٣	٢٣	٢٣
٢٤	٢٤	٢٤	٢٤	٢٤
٢٥	٢٥	٢٥	٢٥	٢٥
٢٦	٢٦	٢٦	٢٦	٢٦
٢٧	٢٧	٢٧	٢٧	٢٧
٢٨	٢٨	٢٨	٢٨	٢٨
٢٩	٢٩	٢٩	٢٩	٢٩
٣٠	٣٠	٣٠	٣٠	٣٠
٣١	٣١	٣١	٣١	٣١
٣٢	٣٢	٣٢	٣٢	٣٢
٣٣	٣٣	٣٣	٣٣	٣٣
٣٤	٣٤	٣٤	٣٤	٣٤
٣٥	٣٥	٣٥	٣٥	٣٥
٣٦	٣٦	٣٦	٣٦	٣٦
٣٧	٣٧	٣٧	٣٧	٣٧
٣٨	٣٨	٣٨	٣٨	٣٨
٣٩	٣٩	٣٩	٣٩	٣٩
٤٠	٤٠	٤٠	٤٠	٤٠
٤١	٤١	٤١	٤١	٤١
٤٢	٤٢	٤٢	٤٢	٤٢
٤٣	٤٣	٤٣	٤٣	٤٣
٤٤	٤٤	٤٤	٤٤	٤٤
٤٥	٤٥	٤٥	٤٥	٤٥
٤٦	٤٦	٤٦	٤٦	٤٦
٤٧	٤٧	٤٧	٤٧	٤٧
٤٨	٤٨	٤٨	٤٨	٤٨
٤٩	٤٩	٤٩	٤٩	٤٩
٥٠	٥٠	٥٠	٥٠	٥٠
٥١	٥١	٥١	٥١	٥١
٥٢	٥٢	٥٢	٥٢	٥٢
٥٣	٥٣	٥٣	٥٣	٥٣
٥٤	٥٤	٥٤	٥٤	٥٤
٥٥	٥٥	٥٥	٥٥	٥٥
٥٦	٥٦	٥٦	٥٦	٥٦
٥٧	٥٧	٥٧	٥٧	٥٧
٥٨	٥٨	٥٨	٥٨	٥٨
٥٩	٥٩	٥٩	٥٩	٥٩
٦٠	٦٠	٦٠	٦٠	٦٠
٦١	٦١	٦١	٦١	٦١
٦٢	٦٢	٦٢	٦٢	٦٢
٦٣	٦٣	٦٣	٦٣	٦٣
٦٤	٦٤	٦٤	٦٤	٦٤
٦٥	٦٥	٦٥	٦٥	٦٥
٦٦	٦٦	٦٦	٦٦	٦٦
٦٧	٦٧	٦٧	٦٧	٦٧
٦٨	٦٨	٦٨	٦٨	٦٨
٦٩	٦٩	٦٩	٦٩	٦٩
٧٠	٧٠	٧٠	٧٠	٧٠
٧١	٧١	٧١	٧١	٧١
٧٢	٧٢	٧٢	٧٢	٧٢
٧٣	٧٣	٧٣	٧٣	٧٣
٧٤	٧٤	٧٤	٧٤	٧٤
٧٥	٧٥	٧٥	٧٥	٧٥
٧٦	٧٦	٧٦	٧٦	٧٦
٧٧	٧٧	٧٧	٧٧	٧٧
٧٨	٧٨	٧٨	٧٨	٧٨
٧٩	٧٩	٧٩	٧٩	٧٩
٨٠	٨٠	٨٠	٨٠	٨٠
٨١	٨١	٨١	٨١	٨١
٨٢	٨٢	٨٢	٨٢	٨٢
٨٣	٨٣	٨٣	٨٣	٨٣
٨٤	٨٤	٨٤	٨٤	٨٤
٨٥	٨٥	٨٥	٨٥	٨٥
٨٦	٨٦	٨٦	٨٦	٨٦
٨٧	٨٧	٨٧	٨٧	٨٧
٨٨	٨٨	٨٨	٨٨	٨٨
٨٩	٨٩	٨٩	٨٩	٨٩
٩٠	٩٠	٩٠	٩٠	٩٠
٩١	٩١	٩١	٩١	٩١
٩٢	٩٢	٩٢	٩٢	٩٢
٩٣	٩٣	٩٣	٩٣	٩٣
٩٤	٩٤	٩٤	٩٤	٩٤
٩٥	٩٥	٩٥	٩٥	٩٥
٩٦	٩٦	٩٦	٩٦	٩٦
٩٧	٩٧	٩٧	٩٧	٩٧
٩٨	٩٨	٩٨	٩٨	٩٨
٩٩	٩٩	٩٩	٩٩	٩٩
١٠٠	١٠٠	١٠٠	١٠٠	١٠٠

شكل (١-٣٩): تسجيل البيانات في قطاع نموذجي للجسات



شكل (١-٤٨) : قطاع التربة في ثلاث اتجاهات.

أما التربة الصلابة بالخرسانة فتكون دائماً ذات لون يختلف عن اللون العادي للتربة. ويجب الحذر من التربة الرمادية خاصة إذا احتوت على هداً بني مصفر أو التربة الرمادية الفاتح المائلة للبياض والمتواجدة تحت طبقة من التربة ذات لون بني غامق يميل إلى الأسود. كما تدل النباتات المتحللة على وجود الحامضية في التربة، ويجب أن يضم التحليل الكيميائي للتربة قيم الحامضية العضوية ومحتوى الكبريتات والكبريتيد للتربة المجففة بالهواء. وبيّن جدول (١-١٠) تقييم خطورة التربة في مهاجمة الخرسانة.

جدول (١-١٠): حدود وتقييم خطورة التربة المهاجمة على الخرسانة.

الخطورة		الاختبارات
خطورة بسيطة	خطورة جسيمة	
أعلى من ٢٠ مللي	-	الحامضية طبقاً للبند (١-٩-٨-٢)
٠.١٧ - ٠.٤٢	أعلى من ٠.٤٢	الكبريتات (كـ ٣) للتربة المجففة موائياً (%)

وبالإضافة إلى أهمية تصنيع الخرسانة جيداً لمقاومة الكبريتات فإنه يمكن استخدام الأسمت المقاوم للكبريتات في الخلطات الحرسانية عندما تزيد نسبة الكبريتات في المياه أو في التربة المحيطة عن الحدود المسموح بها في جداول الكود المصري جدول (١١-١)، جدول (١٢-١) كما يبين جدول (١٣-١) تأثير الكبريتات على الخرسانة في وجود الكبريتات، أما أملاح الكلوريدات فليس لها تأثير ضار مباشر على الخرسانة مهما كان تركيزها، إلا أن اختراق أملاح الكلوريدات للغطاء الخرساني يساعد على صدأ حديد التسليح، ولذلك يجب التأكيد على أهمية أن تكون الخرسانة كثيفة وسمك الغطاء الخرساني من ٥ إلى ٧ سنتيمترات ويفصل ٧ سنتيمترات وذلك في حالة زيادة كمية الكلوريدات عن ٣٠٠٠ جزء في المليون مع استخدام الأغشية العازلة أو الدهانات العازلة مثل الأمفانت أو الببتومين أو تغليف الخرسانة بمادة غير منفذة للمياه، وعموماً فإن خرسانة الأساسات يمكن أن تقاوم التأثير الضار للكيماويات في حالة ما إذا كانت الخرسانة عالية الكثافة وذات محتوى أسمنتى غنى مع زيادة سمك الغطاء الخرساني لحديد التسليح.

جدول (١١-١): تأثير الخرسانة بالتربة والمياه المحتوية على تركيزات مختلفة من الكبريتات

الكبريتات درجة التأثير	التربة	المياه الجارية
	الكبريتات القابلة للذوبان في الماء (ك.أ.م) %	الكبريتات في المياه (ك.أ.م) جزء في المليون
تأثير طفيف	صفر - ٠.٠٨	صفر - ١٢٥
تأثير إيجابي	٠.٠٨ - ٠.١٧	١٢٥ - ٨٠٠
تأثير محسوس	٠.١٧ - ٠.٤٢*	٨٠٠ - ١٩٠٠
تأثير خطير	أكثر من ٠.٤٢	أكثر من ١٩٠٠

* كبريتات مهاجمة للخرسانة

جدول (١٢-١): تأثير الخرسانة بالكبريتات في وجود الكلوريدات

مقاومة المياه في الظروف العادية درجة المهاجمة	الكبريتات (ك.أ.م) المائبة في الماء		
	أقل من ١٠٠ مجم / لتر	١٠٠ - ٢٠٠ مجم / لتر	أكثر من ٢٠٠ مجم / لتر
	أقل من ١٠٠ مجم / لتر	١٠٠ - ٢٠٠ مجم / لتر	أكثر من ٢٠٠ مجم / لتر
حسباً ليس خطير	أقل من ١٥٠	أقل من ٢٠٠	أقل من ٢٠٠
طفيف المهاجمة	١٥٠ - ٣٠٠	٢٠٠ - ٣٥٠	٣٥٠ - ٥٠٠
متوسط المهاجمة	٣٠٠ - ٥٠٠	٥٠٠ - ١٠٠٠	١٠٠٠ - ١٥٠٠
عالي المهاجمة	٥٠٠ - ١٠٠٠	١٠٠٠ - ١٥٠٠	١٥٠٠ - ٢٠٠٠
خطير المهاجمة	أكثر من ١٠٠٠	أكثر من ١٥٠٠	أكثر من ٢٠٠٠

* ٢٠٠ = الماغنسيوم (أبداً)
* ٢٠٠ = الألومينا (أبداً)
* كلج = كلور (أيون)

تاسعا : إعداد تقرير أبحاث التربة : Preparation of Soil Investigation Report:

في نهاية برنامج استكشاف التربة يكون قد تجمع لدينا بيانات التربة، منها البيانات المجمعة من الموقع أو بالفحص البصري أو من التجارب المعملية، وتسجل كل هذه البيانات ودراستها ونتائج تحليلها في تقرير "أبحاث التربة والأساسات" الذي يعد ليستخدمه المهندس المصمم عند تعامله مع تربة الموقع أو عند تصميم الأساسات، وليكون هذا التقرير مرجعا للأعمال المستقبلية في المبني فيما بعد. وبالرغم من اختلاف حجم التقرير وكمية البيانات به حسب حجم كل مشروع وأهميته وتكافئه وكذلك حسب المهندس المعد للتقرير إلا أن كل تقرير يجب أن يحتوي على :

- ١- مجال البحث ويشمل المقدمة والجهة الطالبة وحجم برنامج أبحاث التربة.
 - ٢- وصف المبني المقترح تنفيذه بالموقع وطريقة تنفيذه.
 - ٣- وصف عام للموقع والمباني حوله وما يحيط به.
 - ٤- لوضع الجيولوجي للموقع.
 - ٥- تفاصيل العمل الموقعي وعدد للجسات وعمقها ونوعها.
 - ٦- وصف علم لطبقات التربة.
 - ٧- نتائج الاختبارات المعملية والموقعية.
 - ٨- حالة منسوب المياه الجوفية ونتائج تحليلها الكيميائي.
 - ٩- توصيات التأسيس وتشمل :
 - أ - منسوب التأسيس المقترح.
 - ب- قدرة تحمل التربة المسموح بها (جهد التربة).
 - ج- نوع الأساسات المناسب.
 - د- خطوات تنفيذ الأساسات.
 - هـ- اعتبارات التصميم مثل جهد الخرسانة ونوعها وطريقة العزل والخلطات الخرسانية. ونوع الحديد وسبك الغطاء الخرساني ونوع الأسمنت المستخدم وكميته.
 - ١٠- اعتبارات أخرى خاصة بطريقة الحفر وسند جوانبه وتطهير الموقع ونزح المياه الجوفية عند ظهورها.
 - ١١- خلاصة وحدود استخدام للتقرير.
- ويجب إلحاق الأشكال والرسومات الآتية بالتقرير :
- ١- كروكي الموقع العلم Site Location Map

٢- مواقع الجسات وعلاقتها بالمبنى المطلوب .

٣- قطاع الجسات وقطاع للتربة .

٤- جداول نتائج الاختبارات المعملية والتحليل الكيميائية .

٥- أى أشكال أخرى مثل منحنيات التدرج الحبيبي .

وتقارير "أبحاث التربة والأساسات" يجب أن تصاغ بطريقة علمية لا لبس فيها وتوثق جيدا من معدها .

استكشاف التربة بالطرق الجيوفيزيائية Geophysical Exploration

توجد أنواع أخرى من طرق استكشاف التربة تختلف فى الأسلوب ومن هذه الطرق الاستكشاف الجيوفيزيائي والذي يقدم بسرعة بيانات التربة ، والاستكشاف الجيوفيزيائي يسمح باستكشاف المساحات الواسعة بتكلفة أقل من الطرق المعتادة المعروفة بالجسات، ومع ذلك وفى حالات كثيرة يصعب الحصول على نتائج دقيقة وكاملة لطبقات التربة، وعلى ذلك فالطرق الجيوفيزيائية تستخدم فى الاستكشاف المبدئي للأعمال الكبيرة .

ومن طرق الاستكشاف الجيوفيزيائي :

- أ- طرق الاستكشاف الزلزالي Seismic Exploration ومنها طريقة المسح بالانعكاس الزلزالي وطريقة المسح بالإنكسار الزلزالي، وطريقة المسح الزلزالي بالحفر المقطعية .
- ب- طرق الاستكشاف بالمسح الكهربى Resistivity Survey ومنها طريقة الجهد المتساوى وطريقة المقاومة الكهربائية .

أولا : طرق الاستكشاف الزلزالي Seismic Exploration :

يعتمد الاستكشاف الزلزالي على التباين فى خواص المرونة للصخور المكونة للقشرة الأرضية . وينشأ عن اختلاف معاملات المرونة للصخور انعكاسات وانكسارات للموجات الزلزالية تشبه انعكاس وإكسار الأشعة الضوئية عند مرورها خلال مواد مختلفة التركيب . وبإحداث موجات زلزالية فى التربة المفككة أو فى الصخور وتسجيل سرعة انتقال هذه الموجات فيها بأجهزة خاصة يمكن استنتاج عمق ونوع وتوزيع وتركيب التربة .

١- المسح بالإنكسار الزلزالي Seismic Refraction Survey :

المسح بالإنكسار الزلزالي يستخدم فى الحصول على البيانات المبدئية حول سمك الطبقات المختلفة للتربة فى الموقع وكذلك العمق للصخر أو للتربة الجامدة . وتنفذ هذه الطريقة بإحداث "صدمة" عند نقطة الصدم A، شكل (١-٤٩) ثم تستقبل أول موجة واصله عن هذه

الصدمة بواسطة جهاز استقبال خاص يسمى جيوفون Geophone موضوع عند عدة نقط على مسافات من A مثل نقطة B, C, D ... والصدمة الزلزالية يمكن إحداثها بواسطة الدق بمطرقة ضخمة أو تفجير شحنة متفجرات صغيرة.

والصدمة التي تم إحداثها على سطح الأرض تخلق نوعين من موجات الضغط هي موجات مستوية (Plane-waves (p-waves حيث تتحرك الجزيئات في اتجاه انتشار الموجات وموجات قص (Shear-waves (S-waves حيث تتحرك الجزيئات في اتجاه عمودي على اتجاه انتشار الموجات. والموجات المستوية تنتقل أسرع من موجات القص ولذلك فستكون أسرع الموجات الواصلة عن الصدمة سوف تنتمي إلى الموجات المستوية P-waves في الطبقات المختلفة. ومعرفة هذه الموجات في أي وسط نعين من :

$$v = \sqrt{\frac{E}{\left(\frac{\gamma}{g}\right)}} \sqrt{\frac{(1-\mu)}{(1-2\mu)(1+\mu)}} \quad \text{.....(1-15)}$$

where : E = Young's modulus of the medium
 γ = Unit weight of the medium
g = Acceleration due to gravity
 μ = Poisson's ratio

ولنعين معرفة الموجات المستوية (v) في الطبقات المختلفة وسنك هذه الطبقات يتبع الآتي :

١- يتم الحصول على زمن وصول أول موجة t_1, t_2, t_3, \dots على مسافات مختلفة X_3, X_2, X_1 من نقطة الصدمة.

٢- ترسم علاقة الزمن - المسافة شكل (١-٤٩ ب).

٣- نعين ميل الخطوط ab, bc, cd, \dots

$$\text{Slope of } ab = \frac{1}{v_1}$$

$$\text{Slope of } bc = \frac{1}{v_2}$$

$$\text{Slope of } cd = \frac{1}{v_3}$$

حيث v_1, v_2, v_3 هي سرعة الموجات المستوية في الطبقات I, II, III. على التوالي، شكل (١-٤٩ أ).

٤- نعين سمك الطبقة الطوية Z_1 من :

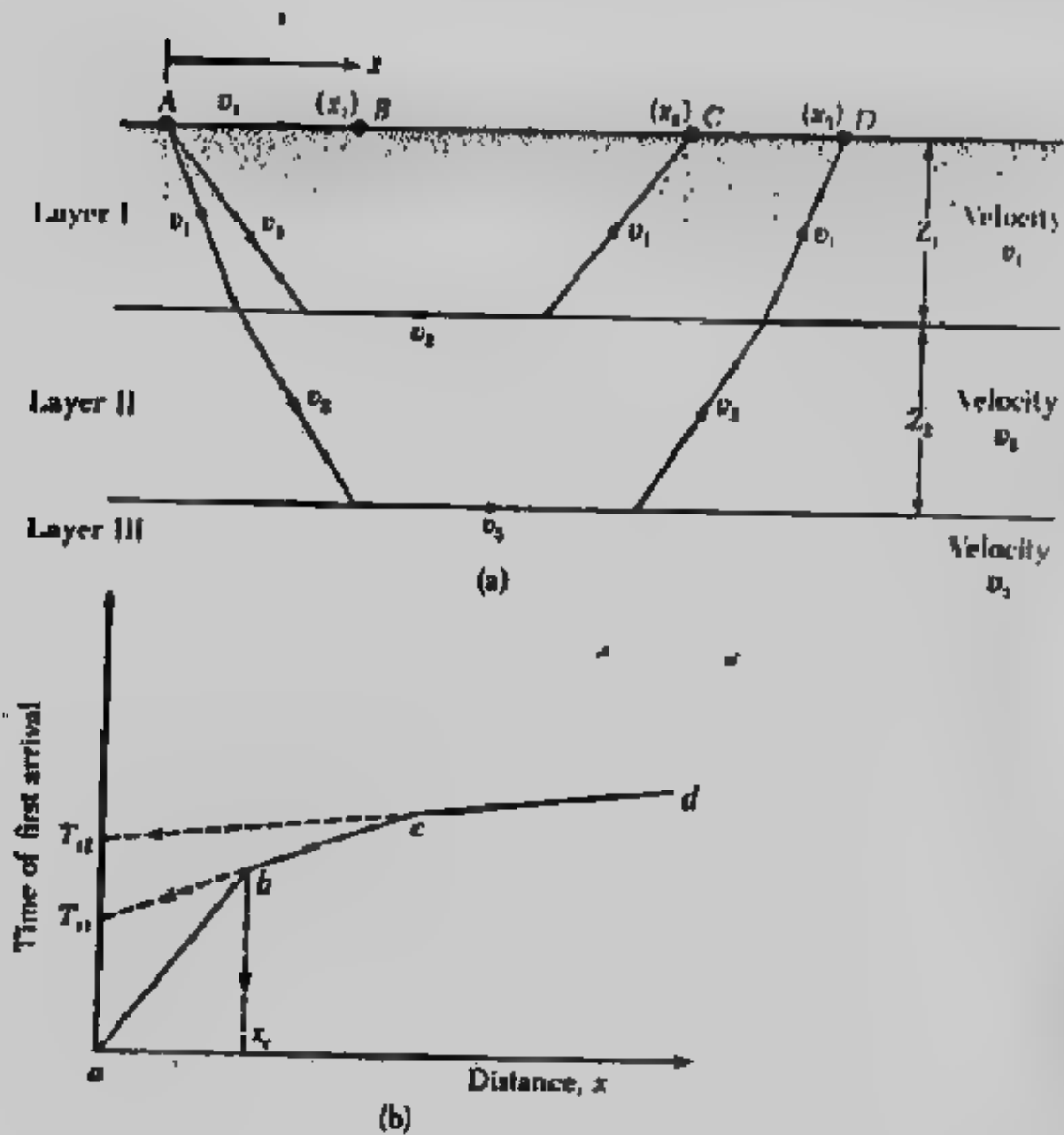
$$Z_1 = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{v_2 - v_1}{v_2 + v_1}} x_0 \dots \dots \dots (1-16)$$

حيث x_0 تعين من رسم علاقة الزمن - المسافة.

• يعين سمك الطبقة الثانية Z_2 من :

$$Z_2 = \frac{1}{2} \left[T_{12} - 2Z_1 \frac{\sqrt{v_3^2 - v_1^2}}{v_3 \cdot v_1} \right] \frac{v_1 \cdot v_3}{\sqrt{v_3^2 - v_1^2}} \dots \dots \dots (1-17)$$

حيث T_{12} تعين من رسم علاقة الزمن - المسافة.



شكل (١-١٩): المسح بالانعكاس الزلزالي.

ويعرف سرعة الموجات المستوية في الطبقات المختلفة يمكن التعرف على نوع التربة أو الصخر المتواجد تحت سطح الأرض مباشرة، وبين جدول (١-١٤) سرعة الموجات المستوية لبعض أنواع التربة المختلفة، وعند تحليل نتائج هذه الطريقة يجب مراعاة أن $v_1 < v_2 < v_3$ عند استخدام المعادلات المذكورة في هذه الطريقة، كما يجب معرفة أن التربة المشبعة بالماء تحت منسوب المياه الجوفية تعطي نتائج خادعة، وسرعة الموجات المستوية في الماء هي ١٥٠٠ م/ثانية، وللتربة الجافة أو المتباعدة Loose تكون سرعة الموجات أقل من ١٥٠٠ م/ثانية بينما في حالة التربة المشبعة تكون سرعة الموجات حول ١٥٠٠ م/ثانية حيث تنتشر الموجات خلال الماء الموجود في فراغات التربة.

جدول (١-١٤): سرعة الموجات المستوية في التربة والصخور المختلفة.

Range of P-Wave Velocity in Various Soils and Rocks

Type of soil or rock	P-wave velocity	
	(m/sec)	ft/sec
Soil		
Sand, dry silt, and fine-grained top soil	200 to 1,000	650-3,300
Alluvium	500 to 2,000	1,650-6,600
Compacted clays, clayey gravel, and dense clayey sand	1,000 to 2,500	3,300-8,200
Loess	250 to 750	800-2,450
Rock		
Slate and shale	2,500 to 5,000	8,200-16,400
Sandstone	1,500 to 3,000	4,900-10,000
Granite	4,000 to 6,000	13,100-19,700
Sound limestone	5,000 to 10,000	16,400-32,800

وهذه الطريقة صالحة الاستخدام حتى أعماق ٤٠ متراً.

Example 1-3 :

The results of a refraction survey at a site are given in the following table. Determine the velocity of P-waves and the thickness of the material encountered.

Distance from the source of disturbance (m)	Time of first arrival (sec $\times 10^3$)
2.5	11.2
5	23.3
7.5	33.5
10	42.4
15	50.9
20	57.2
25	64.4
30	68.6
35	71.1
40	72.1
50	75.5

Solution : Velocity : In Fig. (1-50) the time of first arrival are plotted against the distance from the source of disturbance. The plot has three straight-line segments. The velocity of the top three layers can now be calculated in the following manner :

$$\text{Slope of segment } 0a = \frac{1}{v_1} = \frac{\text{time}}{\text{distance}} = \frac{23 \times 10^{-3}}{5.25}$$

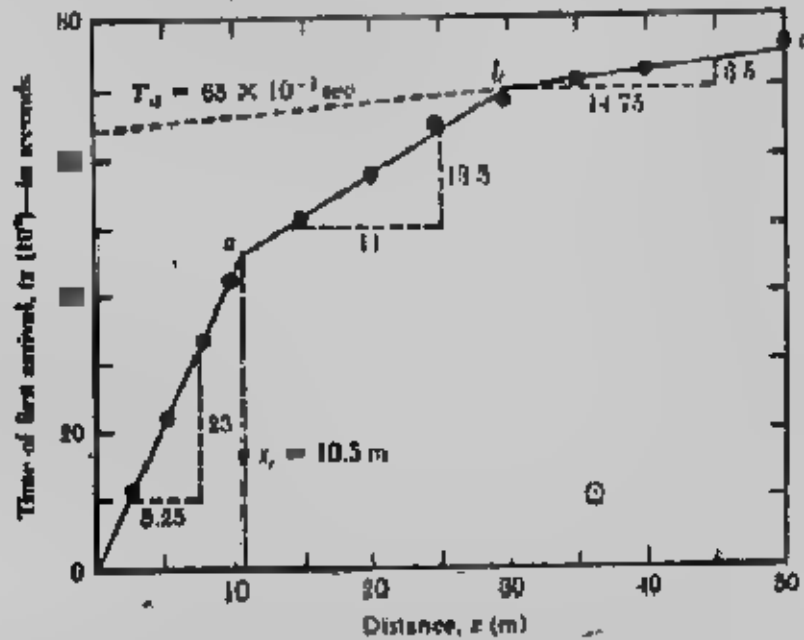
$$\text{or } v_1 = \frac{5.25 \times 10^3}{23} = 228 \text{ m/sec (top layer)}$$

$$\text{Slope of segment } ab = \frac{1}{v_2} = \frac{13.5 \times 10^{-3}}{11}$$

$$\text{or } v_2 = \frac{11 \times 10^3}{13.5} = 814.8 \text{ m/sec (middle layer)}$$

$$\text{Slope of segment } bc = \frac{1}{v_3} = \frac{14.75 \times 10^{-3}}{3.5}$$

$$v_3 = 4214 \text{ m/sec (third layer)}$$



شكل (١-٥٠): مثال - علاقة الزمن والمسافة

Example 1-4 :

Comparing the velocities obtained here with those given in Table (1-14) it appears that the third layer is a rock layer.

Thickness of layers.

From Fig. (1-50), $x_c = 105 \text{ m}$. So

$$Z_i = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{v_2 - v_1}{v_2 + v_1}} x_c \quad [\text{Eq. 1-16}]$$

$$\text{So } Z_1 = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{814.8 - 228}{814.8 + 228}} \times 10.5 = 3.94 \text{ m}$$

Again, from Eq. (1-17)

$$Z_2 = \frac{1}{2} \left[T_{12} - \frac{2Z_1 \sqrt{v_3^2 - v_1^2}}{(v_3 - v_1)} \right] \frac{(v_3)(v_2)}{\sqrt{v_3^2 - v_2^2}}$$

The value of T_{12} can be determined from Fig. (1-44) as 65×10^{-3} sec.

$$\begin{aligned} \text{So } Z_2 &= \frac{1}{2} \left[65 \times 10^{-3} - \frac{2(3.94) \sqrt{(4214)^2 - (228)^2}}{(4214)(228)} \right] \frac{(4214)(814.8)}{\sqrt{(4214)^2 - (814.8)^2}} \\ &\quad - \frac{1}{2} (0.065 - 0.0345) 830.47 = 12.66 \text{ m} \end{aligned}$$

Hence, the rock layer is located at a depth of $Z_1 + Z_2 = 3.94 + 12.66 = 16.60 \text{ m}$ measured from the ground surface.

٢- المسح الزلزالي بالحفر المقطعية Cross-Hole Seismic Survey

سرعة موجات القص S-waves الناتجة عن أحداث صدمة على التربة يمكن تعيينها بالمسح الزلزالي بالحفر المقطعية، شكل (١-٥) حيث يتم ثقب حفرتين في التربة المسافة بينهما هي L وفي قاع أحد الحفرتين يتم أحداث نبضة (أو ضربة) Impulse بواسطة قضيب النيض وتستقبل موجات القص الناتجة عن النبضة بواسطة محول طاقة حساس Transducer وتعين سرعة موجات القص V_s من :

$$V_s = \frac{L}{t} \dots \dots \dots (1-18)$$

Where : t = travel time of shear waves

كما يمكن تعيين معامل الجساءة للتربة (معامل القص) من سرعة الموجات :

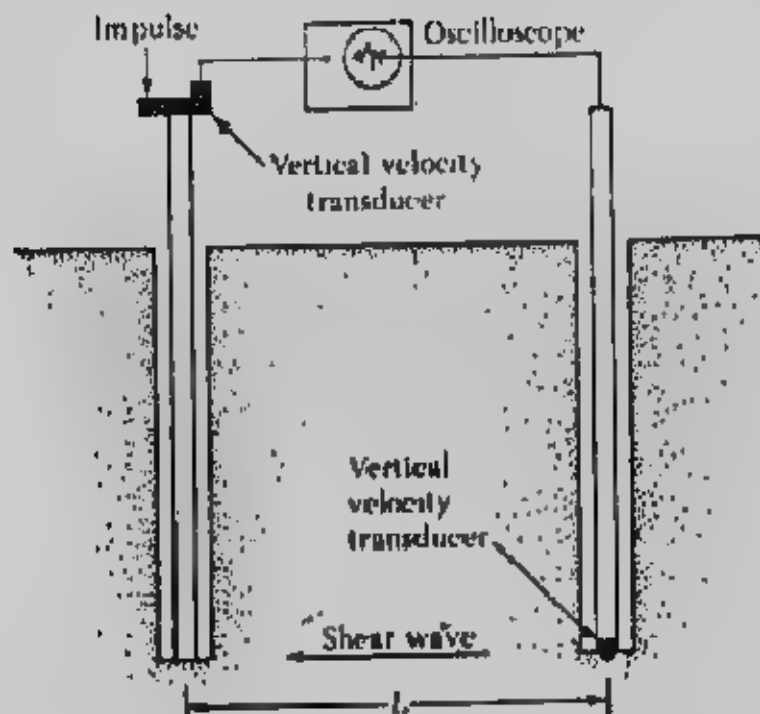
$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\left(\frac{\gamma}{g}\right)}} \dots \dots \dots (1-19)$$

$$G = \frac{V_s^2 \gamma}{g} \dots \dots \dots (1-20)$$

where G = shear modulus of soil

γ = soil unit weight

g = acceleration due to gravity



شكل (١-٥١): المسح الزلزالي بالحفر المقطعية.

٣- المسح بالانعكاس الزلزالي :

تستخدم هذه الطريقة لاستكشاف الطبقات التي يزيد عمقها عن ٣٠٠ متراً من سطح الأرض وهي أكثر استخداماً في عمليات البحث عن البترول.

ثانياً : طرق الاستكشاف بالمسح الكهربى :

تختلف الخواص الكهربائية للتربة المكونة للقشرة الأرضية سواء كانت مفككة أو متماسكة. ويتوقف توصيل التربة للكهرباء على عوامل عديدة منها حجم الفراغات وحجم ونوع السوائل بها. وكذلك تختلف في مقاومتها لمرور التيار الكهربى بها. ومن طرق المسح الكهربى طريقة المقاومة وطريقة الجهد المتساوى.

١- المسح بالمقاومة الكهربائية Electrical Resistivity Survey :

المقاومة الكهربائية P لأى وسط طوله L ومساحة مقطعة A تعرف كما يلى :

$$P = \frac{RA}{L} \dots\dots\dots(1-21)$$

where R = electrical resistance

والمقاومة الكهربائية لأنواع التربة المختلفة تعتمد أساساً على المحتوى المائى للتربة وعلى تركيز الأيونات المتحللة بها. والطين المشبع له أقل مقاومة كهربية وعلى العكس فإن التربة الجافة والصخر لهما أعلى مقاومة كهربية. ويعطى جدول (١-١٥)، و جدول (١-١٦) المقاومة الكهربائية لبعض أنواع التربة.

وأغلب طرق قياس المقاومة الكهربائية للتربة تستخدم أربعة أقطاب Electrode تدفن على سطح التربة على مسافات متساوية على خط واحد (Wenner Method) . والقالبان الخارجيان

جدول (١-١٥): المقاومة الكهربائية لبعض الأنواع الرئيسية للتربة.

Material	Resistivity (ohm-m)
Sand	500-1500
Clays, saturated silt	0- 100
Clayey sand	200- 500
Gravel	1500-4000
Weathered rock	1500-2500
Sound rock	> 5000

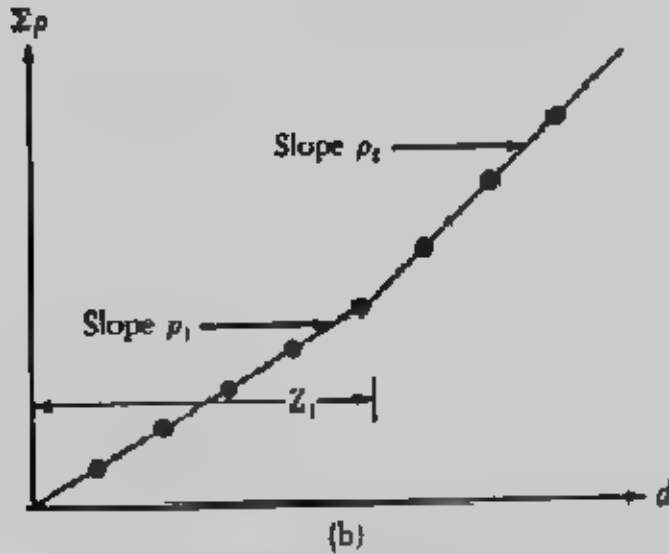
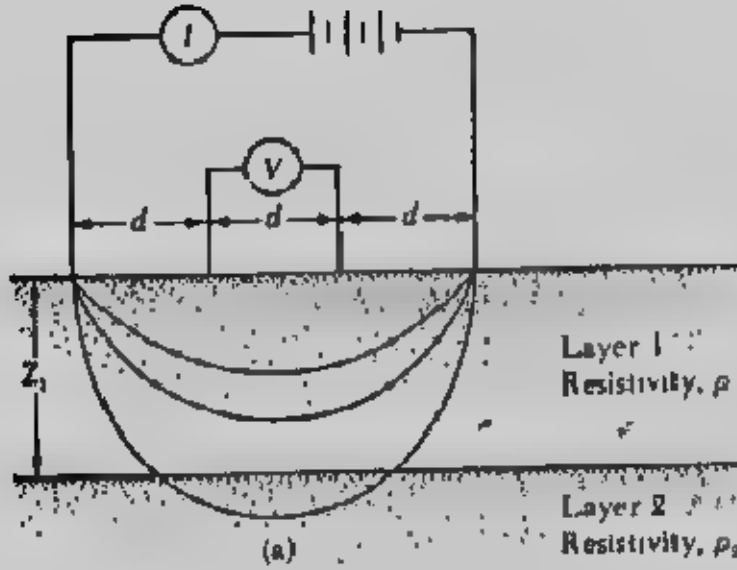
جدول (١-١٦): المقاومة الكهربائية للتربة والصخور.

Material	Resistivity in Ohm-meters
Saturated organic clay or silt	5-20
Saturated inorganic clay or silt	10-50
Hard, partially saturated clays and silts; saturated sands and gravels	50-150
Shales, dry clays, and silts	100-500
Sandstones, dry sands, and gravels	200-2000
Crystalline rocks, sound	1,000-10,000

يستخدمان لمرار التيار الكهربى بهما I للتربة. ويكون التيار فى حدود من ٥٠ إلى ١٠٠ ملى أمبير. وفرق الجهد V يقاس خلال القطبين الداخلين. وفى حالة تجانس التربة تكون المقاومة الكهربائية.

$$P = \frac{2\pi V}{I} \dots \dots \dots (1-22)$$

فى أغلب الحالات تتكون التربة من عدة طبقات مختلفة لها مقاومات مختلفة. وفى هذه الحالة فإن المقاومة الناتجة من المعادلة السابقة تعطى المقاومة الظاهرة (أو المجمعة). ولا يجد المقاومة الفعلية للطبقات المختلفة وتختاناتها فإنه نستخدم طريقة عملية. وهذه الطريقة تنلخص فى إجراء اختبار المقاومة على مسافات بين الأقطاب مختلفة أى لى d هنا متغيرة ويمكن تجميع المقاومات الظاهرية وتمثيلها مع المسافة d كما هو مبين بالشكل (١-٥١ أ) وسوف ينتج من العلاقة خطوط مستقيمة ويكون ميل هذه الخطوط معبرا عن المقاومة المفردة للطبقة الواحدة. أما سمك هذه الطبقات فيمكن تقديره كما هو مبين فى شكل (١-٥١ ب). وهذه الطريقة معيدة جدا فى حالة الطبقات الرطبة المتداخلة فى التربة الناعمة. كما أن هذه الطريقة تستخدم على نطاق واسع فى حل كثير من المشكلات الهندسية مثل تعيين عمق الصخور الصلبة ومعرفة نوع التراكيب الجيولوجية تحت السطحية والتي قد تؤثر لدرجة كبيرة على تصميم وتنفيذ المنشآت الكبيرة كالسدود والخزانات وتقسيم الطبقات تحت السطحية من الناحية الهندسية إلى تربة وصخور



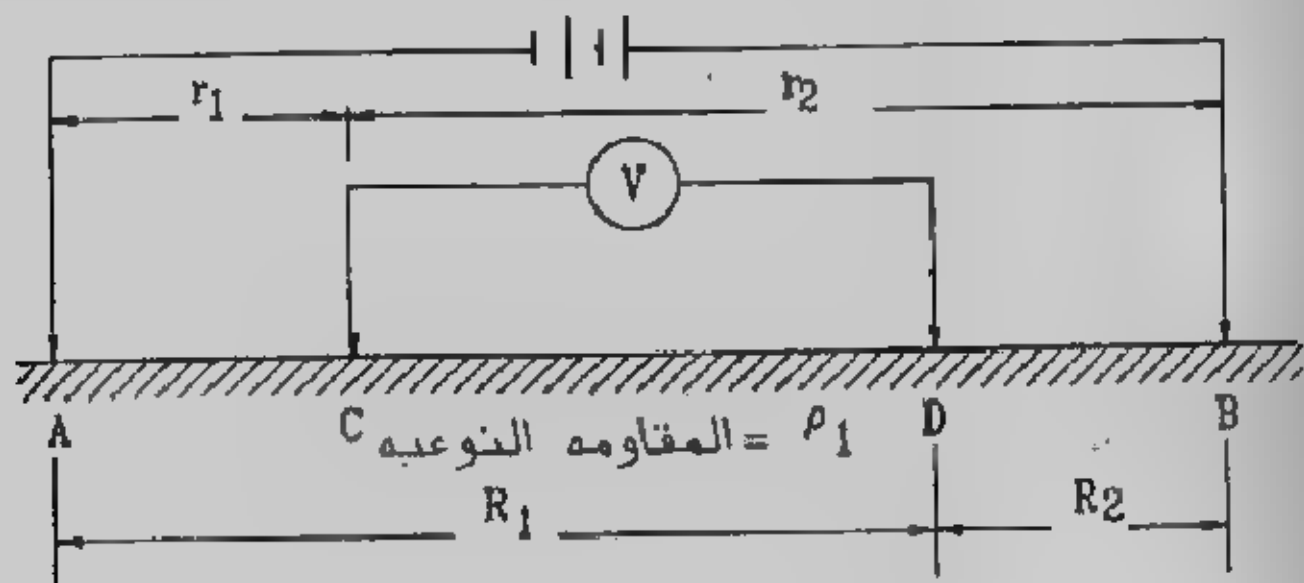
Electrical resistivity survey: (a) Wenner method; (b) empirical method for determination of resistivity and thickness of each layer

شكل (١-٥١): طريقة المسح بالمقاومة الكهربائية.

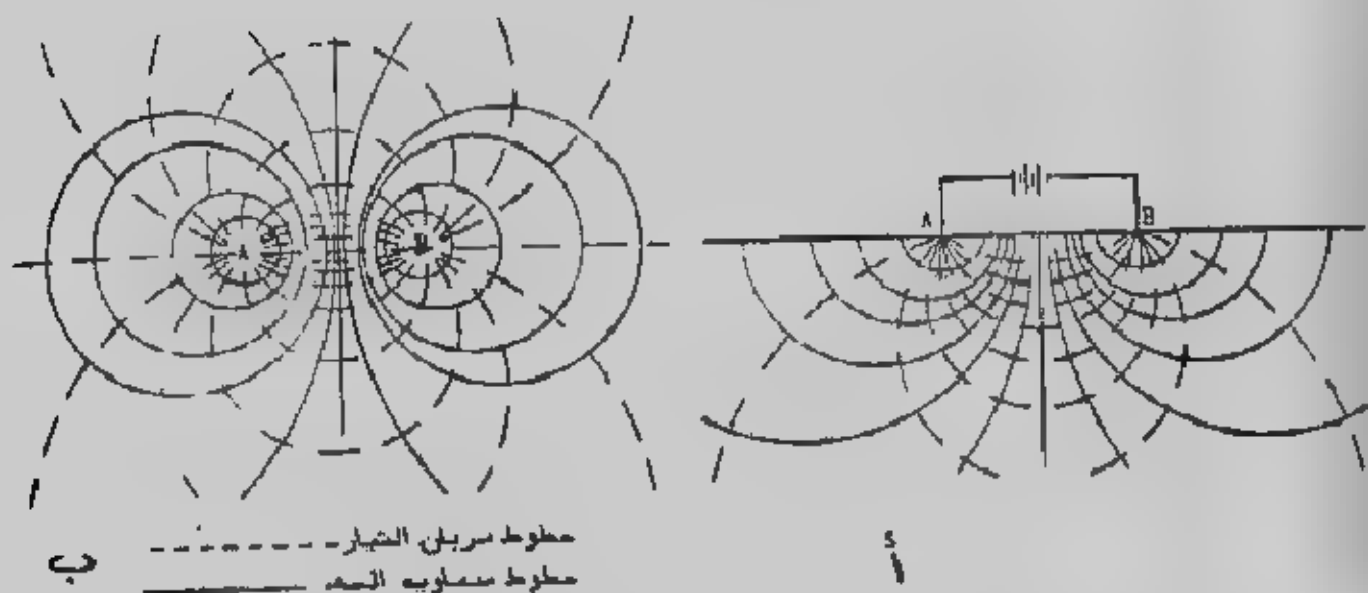
٢. طريقة الجهد المتساوى Equipotential Method :

يتم إمرار تيار كهربى فى الأرض بواسطة قطبى التيار فيمر التيار بينهما نتيجة لاختلاف الجهد ويتم رسم خطوط الجهد المتساوى بواسطة قطبين غير مستقيمين متصلين بمكبر يصل إلى سماعات خاصة، شكل (١-٥٢). ويبقى أحد القطبين مثبتاً فى الأرض بينما يحرك القطب الآخر حتى تستقبل فى السماعات أدنى درجة من الصوت وفى هذه النقطة يكون القطبان على نفس خط الجهد المتساوى. وفى حالة التربة المتجانسة تكون خطوط الجهد المتساوى متماثلة

في توزيعها حول القطبين، شكل (١-٥٢)، أما في حالة وجود صخور جيدة أو رديئة التوصيل الكهربى في التربة فإنه ينشأ إحراف في خطوط الجهد المتساوى، شكل (١-٥٤)، وفي حالة الصخور جيدة التوصيل الكهربى فإن خطوط التيار تتجذب إليها بينما تتأخر منحنيات الجهد المتساوى، بينما يحدث عكس ذلك في حالة الصخور رديئة التوصيل الكهربى واستكشاف التربة بهذه الطريقة مناسب لدراسة التكاوين الجيولوجية التى تفضلها حدود رأسية أو شديدة الانحدار وقليل ما تستخدم هذه الطريقة في أعمال الهندسة المدنية.

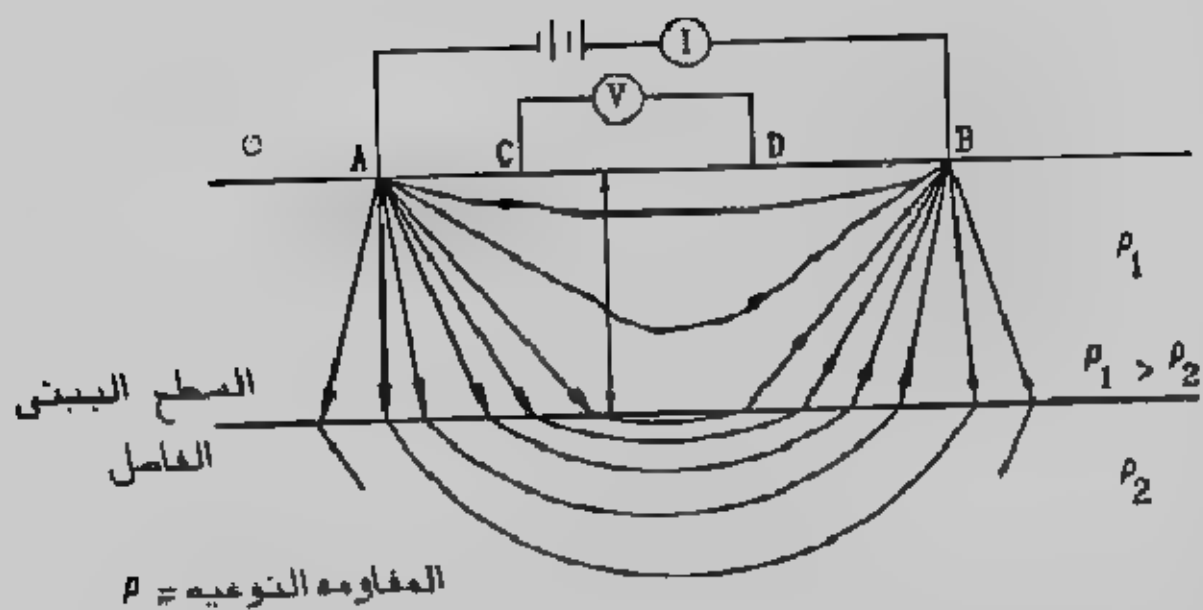


شكل (١-٥٢): طريقة الجهد المتساوى.



شكل (١-٥٣): خطوط الجهد المتساوى في حالة الأرض المثجاسة.

أ- أسفل سطح الأرض في المستوى الرأسي للأقطاب، ب- على مستوى سطح الأرض - الأقطاب عند A, B.



شكل (١-٥٤): خطوط سريان التيار بين القطبين A, B في تربة ذات طبقتين

الباب الثاني

قدرة التحمل Bearing Capacity

مقدمة :

عندما يقوم المهندس المصمم بأعمال تصميم الأساسات أى تحديد أبعادها وتساحيها بالإضافة إلى عمق التأسيس فإنه يحتاج إلى معرفة مقدار ما تتحمله تربة التأسيس من أحمال وهو ما يطلق عليه قدرة التحمل (أو جهد التربة) .

والأساسات السطحية المصممة يجب أن تحقق ما يلي :

أ- أن تكون آمنة تماما ضد الإتهيار بالقص للتربة الحاملة لها .

ب- أن لا تتعرض الأساسات للحركة أو للهبوط الضارين .

وفى هذا الباب نعرض الطرق المختلفة لتقدير قدرة تحمل التربة كما نلخص طرق

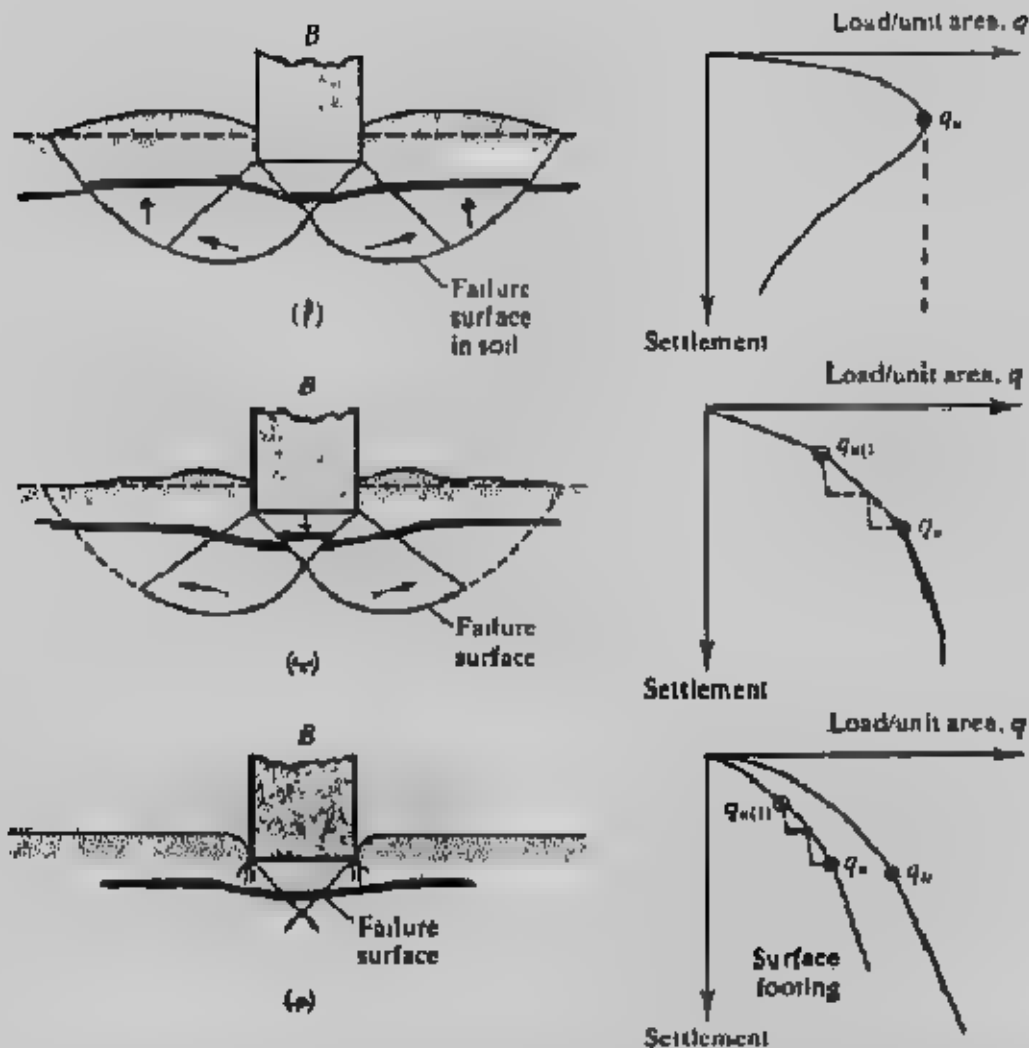
حساب الهبوط والقيم المسموح بها له .

قدرة التحمل القصوى Ultimate Bearing Capacity

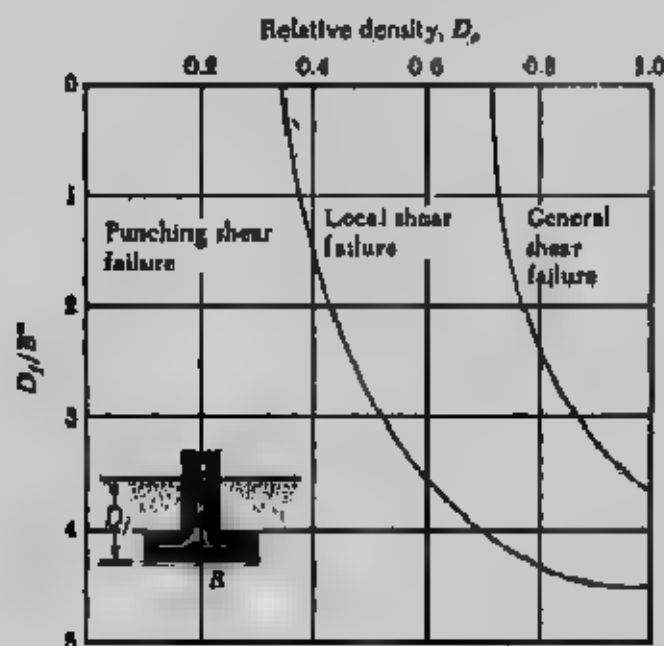
إذا اعتبرنا أساس شريطى مركّز على سطح تربة ناعمة جامدة أو على رمل متقلب كما هو مبين بالشكل (٢-١) وليكن عرض هذا الأساس هو B مع زيادة الحمل على الأساس يزداد معدل الهبوط وبعد الوصول لقيمة q_u (الحمل بالنسبة لوحدة المساحة) تنهار التربة الحاملة للأساس فجأة ويمتد سطح الإتهيار إلى سطح التربة ، وهذه القيمة للإجهاد q_u التى حدث عندها الإتهيار تسمى قدرة التحمل القصوى للأساس (وقد تسمى جهد التربة الأقصى) . وفى هذه الحالة وعندما يحدث الإتهيار فجأة ويمتد إلى سطح الأرض يسمى إتهيار عام بالقص General Shear Failure .

أما إذا كان الأساس مركّزا على رمل أو طين متوسط التماسك فإن زيادة الحمل يصاحبها زيادة فى الهبوط . وفى هذه الحالة فإن سطح الإتهيار فى التربة سوف يمتد لخارج الأساس ، شكل (٢-١ب) وحركة الأساس مطلوبة لكى يمتد سطح الإتهيار إلى سطح الأرض (الجزء المنكسر) وهذا يحدث عند قدرة التحمل القصوى q_u والتى بعدها بصاحب زيادة الحمل زيادة كبيرة فى الهبوط ويسمى هذا الإتهيار بالإتهيار المحلى بالقص Local shear failure

وإذا كان الأساس على رمل متباعد أو تربة غير مدموكة فإن علاقة الحمل بالهبوط تكون كما فى شكل (٢-١ج) حيث لا يمتد سطح الإتهيار إلى سطح الأرض وبعد الوصول إلى



شكل (٢-١): طبيعة انهيار قدرة التحمل (أ) انهيار القص العام (ب) انهيار القص المحلي (ج) انهيار القص الخارقي



شكل (٢-٢): نمذجة انهيار الأساسات في الرمل

قدرة التحمل القصوى q_u تكون علاقة الحمل - الهبوط خط مستقيم مائل وهذا النوع من الانهيار يسمى بالانهيار القص الثاقب **Punshing shear failure** .

وبناء على نتائج معملية قدم للعالم فيزك تقسيما للحالات التي يحدث بها أنواع الانهيارات السابقة للرمل في شكل (٢-٢) حيث B^* في الشكل تعين من العلاقة الآتية :

$$B^* = \frac{2BL}{B + L} \quad \dots\dots\dots (2-1)$$

Where : B = width of foundation

L = length of foundation

(Note : L is always greater than B .)

D_r = relative density of sand

D_f = depth of foundation measured from the ground surface.

وللأساس المربع يكون $B = L$ وللأساس الدائري :

$$B^* = B \quad \text{وتكون} \quad B = L = \text{القطر}$$

ولقد وجد للأساسات القريبة من سطح الأرض حيث D_r/B تكون صغيرة فإن الانهيار بالقص العام يحدث عند ٤-١٠٪ من قيمة العرض B والانهيار بالقص المحلى أو بالقص الثاقب يحدث عند ١٥-٢٥٪ من قيمة B عرض الأساس .

تعيين قدرة التحمل : Determination of Bearing Capacity

تعيين قدرة التحمل إما بالمعادلات الحسابية أو من التجارب الموقعية . والمعادلات الحسابية تعتمد على التحليل النظري لحركة الأساس في التربة وتوجد معادلات كثيرة ومتنوعة في هذا المجال وسوف نستعرض أهمها في الفقرات التالية . أما تعيين قدرة التحمل من التجارب الموقعية فيتم من تجارب التحميل والاختراق القياسي والاختراق الديناميكي وسوف نقدم هذه الطرق أيضا في هذا الباب .

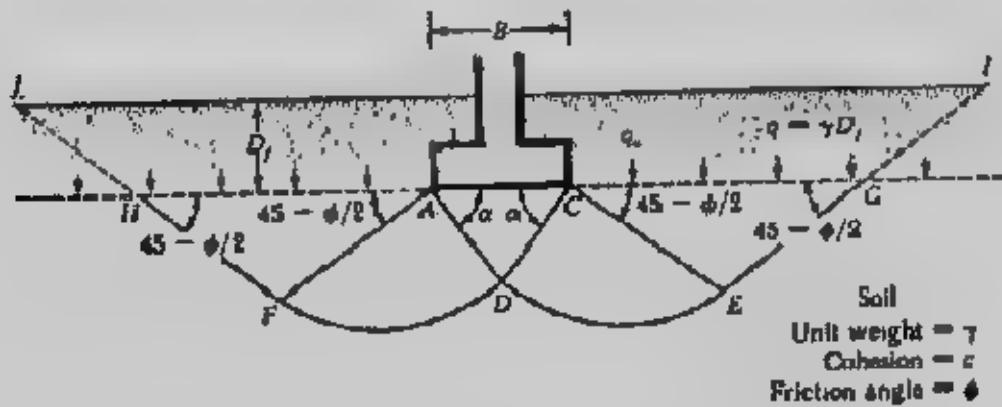
معادلة ترزاجي لقدرة التحمل :

Terzaghi's Bearing Capacity Equation

قدم ترزاجي (١٩٤٣) نظرية لقدرة التحمل للأساسات السطحية . ويعتبر ترزاجي الأساس سطحي Shallow إذا كان $B \leq D_f$ ، شكل (٢-٣) بينما اعتبر العلماء حديثا أن الأساس يكون سطحي إذا كان $D_f \leq 3 \rightarrow 4B$.

ولقد درس ترزاجي الأساس الشريطي الممتد Strip footing وقدم شكل الانهيار كما هو بشكل (٢-٣) . ولقد استعاض ترزاجي عن التربة فوق منسوب التأسيس بحمل موزع q . ومنطقة الانهيار أسفل الأساس يمكن تقسيمها إلى ثلاث مناطق :

- ١- المثلث ACD تحت الأساس مباشرة وهي تسمى Triangular zone
 - ٢- المناطق ADF, CDE بمنحنيات حلزونية لوعارتمية وتسمى هذه المناطق بمناطق القص القطري Radial shear zones
 - ٣- المثلثات AFH, CEG وهي تسمى مناطق رانكين المقاومة Rankine passive zones
- ويلاحظ أن الزوايا CAD, ACD هي زاوية الإحتكاك الداخلي للتربة. كما يلاحظ أن ترزاجي قد أهمل مقاومة القص للتربة على الطولين HL, GI



شكل (٢-٢): انهيار قدرة التحمل تحت أساس شريطي ممتد.

ومن دراسة الإتران قدم ترزاجي المعادلة الآتية لحساب قدرة التحمل للأساس الشريطي:

$$q_u = cN_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma \quad (\text{Strip foundation}) \dots\dots\dots (2-2)$$

Where : c = cohesion of soil.
 γ = unit weight of soil.
 $q = \gamma D_f$

N_c, N_q, N_γ - bearing capacity factors that are nondimensional and are only functions of the soil friction angle, ϕ

ومعاملات قدرة التحمل تعرف من المعادلات الآتية :

$$N_c = \cot \phi \left[\frac{e^{2(3\pi/4 - \phi/2) \tan \phi}}{2 \cos^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)} - 1 \right] \dots\dots\dots (2-3)$$

$$N_q = \frac{e^{2(3\pi/4 - \phi/2) \tan \phi}}{2 \cos^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)} \dots\dots\dots (2-4)$$

$$N_y = \frac{1}{2} \left(\frac{K_{py}}{\cos^2 \phi} - 1 \right) \tan \phi \dots \dots \dots (2-5)$$

Where : K_{py} = passive pressure coefficient.

كما أن هذه المعاملات يمكن إيجادها مباشرة من شكل (٢-٤).

ولتعيين قدرة تحمل الأساسات المربعة أو الدائرية تستخدم العلاقات الآتية :

$$q_u = 1.3cN_c + qN_q + 0.4\gamma BN_y \quad (\text{Square foundation}) \dots \dots \dots (2-6)$$

$$q_u = 1.3cN_c + qN_q + 0.3\gamma BN_y \quad (\text{Circular foundation}) \dots \dots \dots (2-7)$$

حيث B فى المعادلة (2-6) هى طول ضلع الأساس، B قطر الأساس الدائرى فى المعادلة (2-7)

وبالنسبة لحالة الانهيار بالقص المحلى فإن ترزاجى اقترح استخدام المعادلات السابقة

ولكن بأخذ C' ، ϕ' حيث :

$$C' = \frac{2}{3}C, \quad \phi' = \tan^{-1} \left(\frac{2}{3} \tan \phi \right) \dots \dots \dots (2-8)$$

أو يمكن استخدام المعادلات الآتية :

$$q_u = 0.667cN'_c + qN'_q + 0.5\gamma BN'_y \quad (\text{Strip foundation}) \dots \dots \dots (2-9)$$

$$q_u = 0.867cN'_c + qN'_q + 0.4\gamma BN'_y \quad (\text{Square foundation}) \dots \dots \dots (2-10)$$

$$q_u = 0.867cN'_c + qN'_q + 0.3\gamma BN'_y \quad (\text{Circular foundation}) \dots \dots \dots (2-11)$$

وتؤخذ فى هذه المعادلات معاملات قدرة التحمل المعدلة من شكل (٢-٥) باستخدام

زاوية الاحتكاك الداخلى ϕ

ولقد قام فيزك بتعديل قيم المعامل المعدل N'_q بناءا على تجارب متعددة وهو معطى

على شكل (٢-٥) على شكل منحنى منقط كما يمكن تعيينه من المعادلة الآتية:

$$N'_q = (e^{1.8\phi \tan \phi}) \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \dots \dots \dots (2-12)$$

كما يعطى جدول (٢-١) معاملات قدرة التحمل فى حالة الإتهيار بالقص العام.

تأثير المياه الجوفية على قدرة التحمل:

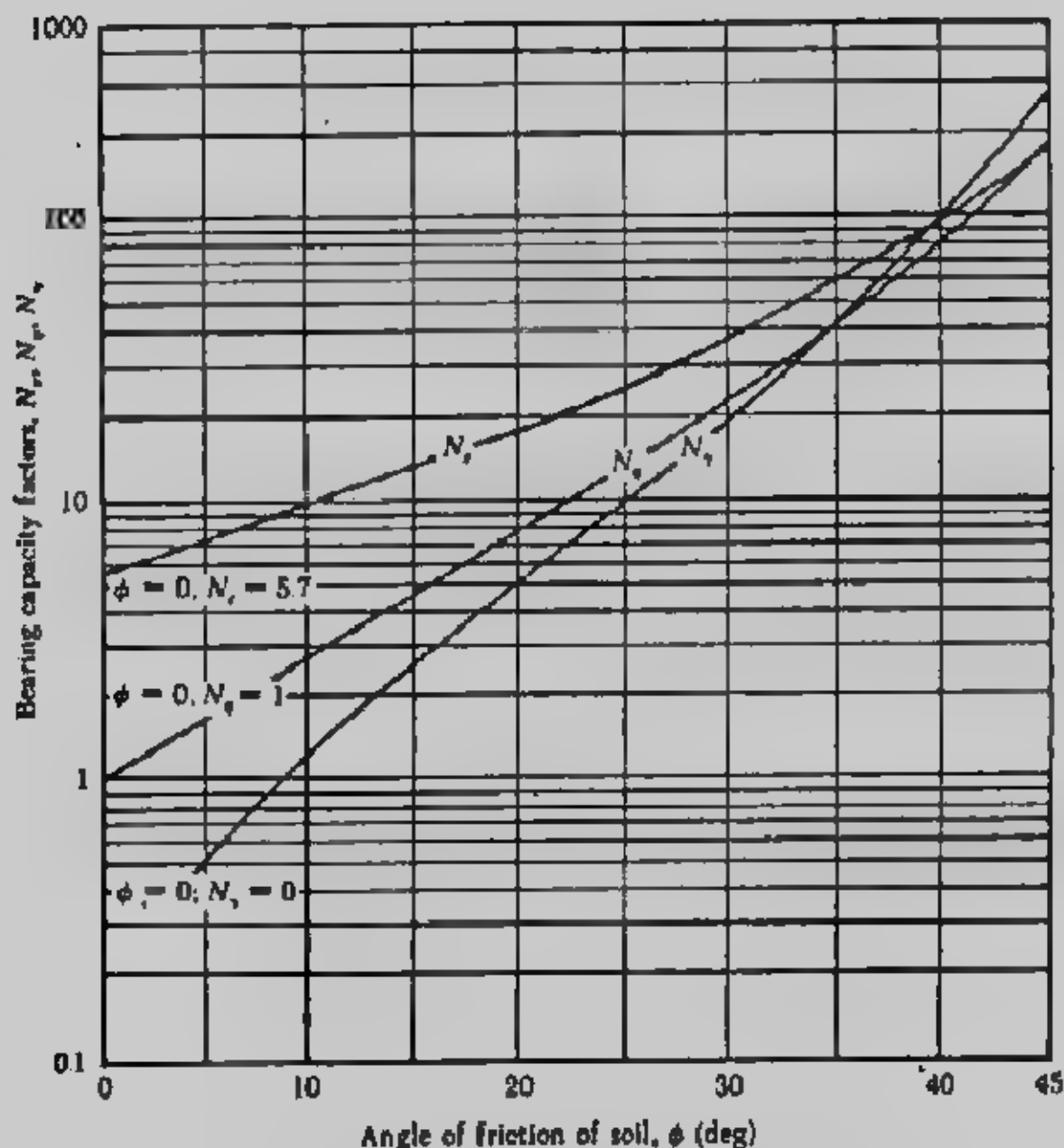
Effect of Water Table on Bearing Capacity

فى معاملات ترزاجى لقدرة التحمل يوجد جزئين من الأجزاء الثلاثة للمعادلات يضم

كثافة التربة وبذلك فإن كثافة التربة تؤثر على قدرة التحمل وفى الجزء الثانى من أى معادلة يكون

تأثير كثافة التربة المتواجدة فوق مستوى التأسيس وفى الجزء الثالث يكون تأثير كثافة التربة

المتواجدة أسفل منسوب التأسيس :



Terzaghi's bearing capacity factors for general shear failure.

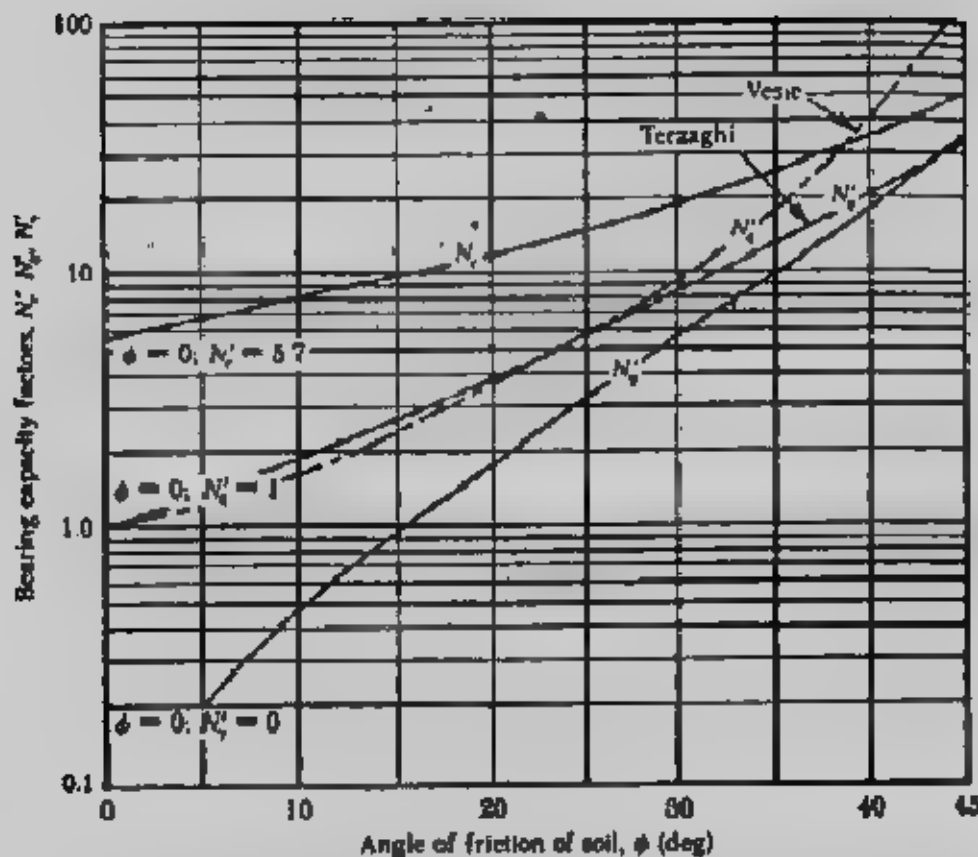
شكل (٢-٤): تعيين معاملات قدرة التّحمل (انهيار بالقص العام)

Bearing-capacity factors for the Terzaghi equations

Values of N_q for ϕ of 34 and 45° are original Terzaghi values and used to back-compute K_{γ} $1 = 1.5\pi + 1$.

ϕ , deg	N_q	N_g	N_γ	K_{γ}
0	5.7	1.0	0.0	10.8
9	7.3	1.6	0.5	12.3
10	9.6	2.7	1.2	14.7
15	12.9	4.4	2.5	18.6
20	17.7	7.4	5.0	25.0
25	25.1	12.7	9.7	35.0
30	37.2	22.5	19.7	52.0
34	52.6	36.3	36.0	82.0
35	57.8	41.4	42.4	82.0
40	95.7	81.3	100.4	141.0
45	172.3	173.3	297.5	298.0
48	258.3	387.9	780.1	
50	347.5	415.1	1153.2	800.0

جدول (٢-١): معاملات قدرة التّحمل لقرالجي.



Terzaghi's modified bearing capacity factors: N_c , N_q , N_γ ; and Vesic's N_c .

شكل (٢-٥): تعيين معاملات قدرة التحمل المعدلة (الانهيار بالقص المحلى)

$$q_u = cN_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma$$

تأثير التربة أسفل منسوب تأثير التربة فوق منسوب تأثير التماسك للتربة تحت
التأسيس (جزء العرض التأسيس (جزء العمق) الأسس (جزء التماسك
والاختراق) $q = \gamma_1 D$ على خط الانهيار DFH

وهذا يعنى أن γ_1 هي وحدة الأوزان للتربة فوق منسوب التأسيس و γ هي وحدة الأوزان للتربة تحت منسوب التأسيس. ومعادلات ترزاغى بشكلها السابق بنيت على أساس وجود المياه الجوفية على أعماق كبيرة أسفل منسوب التأسيس، ولكن وجود المياه الجوفية فوق منسوب التأسيس أو قريباً منه يؤثر على تركيب معادلات ترزاغى.

أ- وجود المياه الجوفية فوق منسوب التأسيس :

حيث $D_1 < D_f$ فى شكل (٢-٦) وتكون q فى معادلات ترزاغى فى هذه الحالة :

$$q = \text{effective surcharge} = D_1\gamma + D_2(\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w) \dots \dots \dots (2-13)$$

Where : γ_{sat} = saturated unit weight of soil.

γ_w = unit weight of water

وتكون وحدة الأوزان فى الجزء الأخير من المعادلات :

$$\gamma' = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w \dots \dots \dots (2-14)$$

ب- وجود المياه الجوفية أسفل منسوب التأسيس :

حينما تكون المياه الجوفية على عمق من منسوب التأسيس يتراوح بين صفر و B أى :

$$0 \leq d \leq B$$

وفى هذه الحالة لا يتأثر الجزء الثانى فى المعادلات أى

$$q = \gamma D_f \quad (2-15)$$

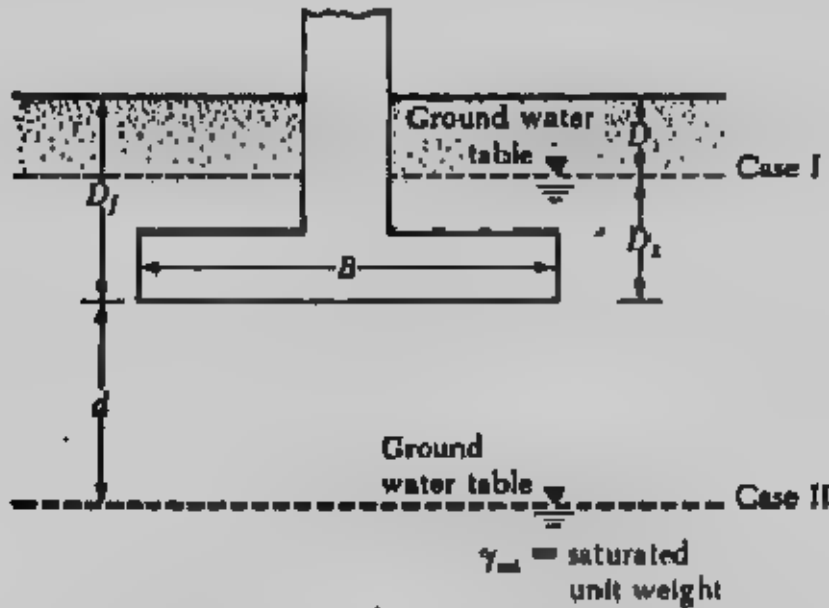
بينما يتأثر الجزء الثالث بالتعويض عن وحدة الأوزان بالقيمة

$$\bar{\gamma} = \gamma' + \frac{d}{B} (\gamma - \gamma') \quad (2-16)$$

ج- وجود المياه الجوفية أسفل منسوب التأسيس على عمق أكبر أو يساوى B :

إذا تواجد المياه الجوفية على عمق أكبر أو يساوى B (عرض الأساس) أسفل منسوب

للتأسيس أى $d \geq B$ فلا تأثير للمياه الجوفية على معادلات قدرة التحمل .



شكل (٢-٦): تأثير المياه الجوفية على قدرة التحمل -

Example (2-1):

A square foundation is 1.5 m x 1.5 m in plan. The soil supporting the foundation has a friction angle of $\phi = 20^\circ$ and $c = 15.2 \text{ kN/m}^2$. The unit weight of soil, γ , is 17.8 kN/m^3 . Determine the allowable gross load on the foundation with a factor of safety (FS) of 4. Assume that the depth of the foundation (D_f) is 1 m and that general shear failure occurs in the soil.

Solution :

From Eq. (2-6)

$$q_u = 1.3cN_c + qN_q + 0.4\gamma B N_\gamma$$

From Figure (2-4) for $\phi = 20^\circ$

$$N_c = 17.7$$

$$N_q = 7.4$$

$$N_\gamma = 5$$

Thus

$$q_u = (1.3)(15.2)(17.7) + (1 \times 17.8)(7.4) + (0.4)(17.8)(1.5)(5) \\ = 349.75 + 131.72 + 53.4 = 534.87 \approx 535 \text{ kN/m}^2$$

So, allowable load per unit area of the foundation =

$$q_{all} = \frac{q_u}{FS} = \frac{535}{4} = 133.75 \text{ kN/m}^2$$

Thus, the total allowable gross load

$$Q = (133.75) B^2 = (133.75)(1.5 \times 1.5) = 300.9 \approx 300 \text{ kN}$$

Example 2-2 :

Repeat Example (2.1) Assuming that local shear failure occurs in the soil supporting the foundation

Solution :

From Eq. 2.10

$$q_u = 0.867cN'_c + qN'_q + 0.4\gamma BN'_\gamma$$

From figure (2.5) for $\phi = 20^\circ$

$$N'_c = 12$$

$$N'_q = 4$$

$$N'_\gamma = 1.7$$

So :

$$q_u = (0.867)(15.2)(12) + (1 \times 17.8)(4) + (0.4)(17.8)(1.5)(1.7) \\ = 158.1 + 71.2 + 18.2 = 247.5 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{all} = \frac{247.5}{4} = 61.9 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Allowable gross load} = Q = (q_{all})(B^2) = (61.9)(1.5^2) = 139 \text{ kN}$$

معادلة مايرهوف لقدرة التحمل :

Meyerhof's Bearing Capacity Equation

قدم تيرزاجي ثلاث معادلات لأشكال الشريطي والمربع والدائري ولم يقدم معادلات للأساس المستطيل. كما أن المعادلات لم تأخذ في اعتبارها مقاومة القص على طول سطح الإنهيار فوق منسوب التأسيس كما أنها لم تأخذ في الاعتبار أيضاً حالات الأحمال المائلة. ونقد بحث مايرهوف كل هذه الأمور، شكل (٢-٧)، وقدم معادلة عامة لحساب قدرة التحمل.

$$q_u = cN_c S_c d_c j_c + qN_q S_q d_q j_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma S_\gamma d_\gamma j_\gamma \dots\dots\dots (2-17)$$

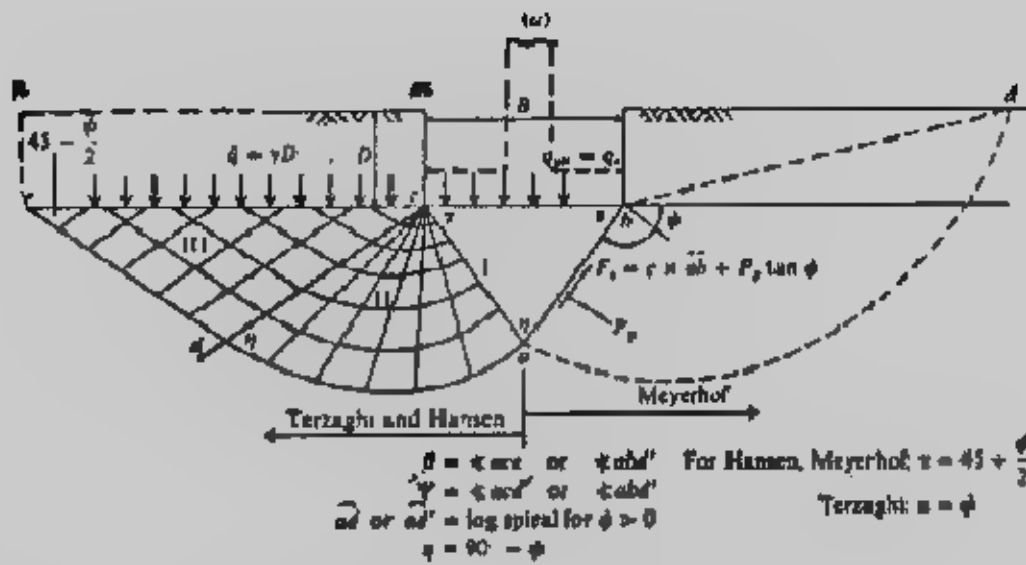
Where. c = cohesion

q = effective stress at the level of the bottom of foundation

γ = unit weight of soil

B = width of foundation (= diameter for a circular foundation)

S_c, S_q, S_γ = shape factors, معاملات الشكل



شكل (٢-٧): انهيار قدرة التحمل لماير هوف.

d_c, d_q, d_γ = depth factors, معاملات العمق

i_c, i_q, i_γ = inclination factors معاملات الميل

$$N_q = e^{(\pi \tan \phi)} \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \dots \dots \dots (2-18)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \alpha \dots \dots \dots (2-19)$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4 \phi) \dots \dots \dots (2-20)$$

يُعطى جدول (٢-٢): معادلات لحساب معاملات الشكل والعمق والميل.

جدول (٢-٢): المعاملات المختلفة لمعادلة ماير هوف.

Shape, depth, and inclination factors for the Meyerhof bearing-capacity equation

Factors	Value	For
Shape:	$s = 1 + 0.2 K_p \frac{B}{L}$	Any ϕ
	$s_1 = s_2 = 1 + 0.1 K_p \frac{B}{L}$	$\phi > 10^\circ$
	$s_3 = s_1 = 1$	$\phi = 0$
Depth:	$d = 1 + 0.2 \sqrt{K_p} \frac{D}{B}$	Any ϕ
	$d_1 = d_2 = 1 + 0.1 \sqrt{K_p} \frac{D}{B}$	$\phi > 10^\circ$
	$d_3 = d_1 = 1$	$\phi = 0$
Inclination:	$i = i_1 = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{90^\circ} \right)^2$	Any ϕ
	$i_2 = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{\phi^\circ} \right)^2$	$\phi > 0$
	$i_3 = 0$	$\phi = 0$

Where $K_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$

θ = angle of resultant measured from vertical without a sign

B, L, D = previously defined

أما قيم معاملات قدرة التحمل فهي معطاه في جدول (٢-٣) .
 جدول (٢-٣): معاملات قدرة التحمل لمعادلات مايرهوف وهاتزن وفيزيك .

Bearing-capacity factors for the Meyerhof, Hansen, and Vesic bearing-capacity equations

Note that N_c and N_q are same for all three methods; subscripts identify author for N_γ

ϕ	N_c	N_q	$N_{\gamma M}$	$N_{\gamma H}$	$N_{\gamma V}$	N_γ/N_c	$2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2$
0	5.14	1.0	0.0	0.0	0.0	0.193	0.000
5	6.49	1.6	0.1	0.1	0.4	0.242	0.146
10	8.34	2.5	0.4	0.4	1.2	0.296	0.241
15	10.97	3.9	1.2	1.1	2.6	0.359	0.294
20	14.83	6.4	2.9	2.9	5.4	0.431	0.315
25	20.71	10.7	6.8	6.8	10.9	0.514	0.311
26	22.25	11.8	7.9	8.0	12.5	0.533	0.308
28	25.79	14.7	10.9	11.2	16.7	0.570	0.299
30	30.13	18.4	15.1	15.7	22.4	0.610	0.289
32	35.47	23.2	20.8	22.0	30.2	0.653	0.276
34	42.14	29.4	28.7	31.1	41.0	0.698	0.262
36	50.55	37.7	40.0	44.4	56.2	0.746	0.247
38	61.31	48.9	56.1	64.0	77.9	0.797	0.231
40	75.25	64.1	79.4	93.6	109.3	0.852	0.214
45	133.73	134.7	200.5	262.3	271.3	1.007	0.172
50	266.50	318.5	567.4	871.7	761.3	1.195	0.131

معادلة هاتزن لقدرة التحمل Hansen's Bearing Capacity Equation

قدم هاتزن (سنة ١٩٧٠) معادلة عامة لحساب قدرة التحمل لأي شكل وعمق وميل :

$$q_u = CN_c S_c d_c i_c g_c + q N_q S_q d_q i_q g_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma S_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma \quad (2-21)$$

$$N = \text{same as Meyerhof} = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$N = \text{same as Meyerhof} = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) e^{\pi \tan \phi}$$

$$N_\gamma = 1.5 (N_q - 1) \tan \phi \quad (2-22)$$

وهذه المعاملات معطاه في جدول (٢-٣) أو شكل (٨-٢) أما باقي المعاملات فمعطاه في جدول

(٢-٤) . أما المعاملات g فهي تمثل ميل سطح الأرض بالنسبة للأصاف . ونظرا لأهمية معادلة

هائزن لأنها أكثر المعادلات عمومية فقد أعطيت معاملاتها على الأشكال (٢-٨)، (٢-١٠)، (٢-١١)، (٢-١٢) وجدول (٢-٥)، جدول (٢-٦).

معادلة فيزك لحساب قدرة التحمل:

Vesic's Bearing Capacity Equation

قام فيزك (سنة ١٩٧٣، سنة ١٩٧٤) بعمل بعض التعديلات في معاملات قدرة التحمل رغم استخدامه لمعادلة هائزن (2-21) ولكنه غير $N\gamma$ لتصبح على النحو الآتي :

$$N\gamma = 2 (Nq + 1) \tan \phi \dots \dots \dots (2-23)$$

أما Nq ، $N\gamma$ فلم يغيرهما، ومعاملات قدرة التحمل معطاه في جدول (٢-٤) كما أنها معطاه في جدول (٢-٧)، أما باقي المعاملات فهي معطاه في جدول (٢-٢) وجدول (٢-٣).

اختيار معادلة قدرة التحمل :

يلخص جدول (٢-٨) الطرق السابق ذكرها تفصيلا لحساب قدرة التحمل ولابد أن يختار المهندس المنحى عند حساب قدرة التحمل، أى الطرق يمكن أن يستخدمها.

ومعادلة ترواجي ما زالت تستخدم بتوسع لأنها قليلة للمعاملات وتفضل عند حساب قدرة التحمل لأسس عليه حمل رأس على أساس أفقي والتربة منخفضة التماسك. كذلك تفضل حينما يكون عمق التأسيس مساويا قيمة تتراوح بين $B/2 \rightarrow 2B$.


أما معادلات ماير هوف وهائزن فإنها تستخدم بصفة أساسية وعامة نظرا لاحتوائها على جميع المتغيرات ويقترح استخدام المعاملات المعطاه في جدول (٢-٩) وهي مقدمة في أبسط الصور لتسهيل استخدامها. أما معادلة فيزك فإنها لا تستخدم كثيرا نظرا لتقاربها الشديد بمعادلة هائزن الأكثر انتشارا.

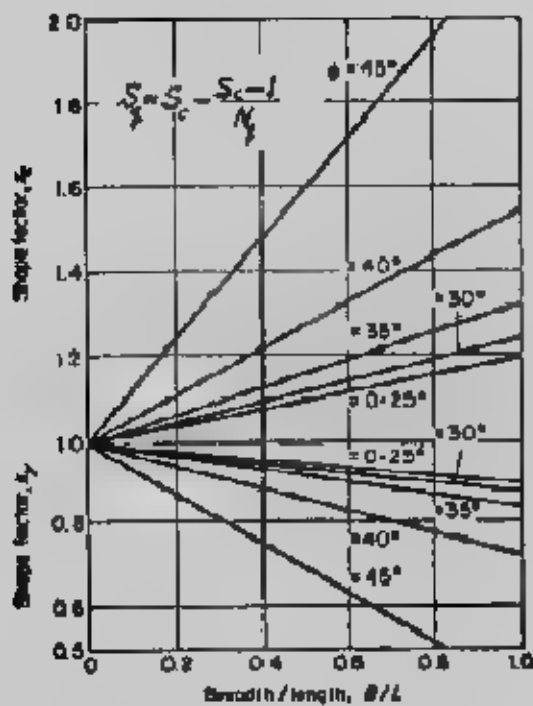
ويجب مراعاة ما يلي عند استخدام معادلات قدرة التحمل :

- في التربة التماسكة يكون الجزء الأول من المعادلات (جزء التماسك) هو الأكثر تأثيرا في قيمة قدرة التحمل.
- في التربة الغير متماسكة يكون الجزء الثانى من المعادلات (جزء العمق) هو الأكثر تأثيرا حيث تزيد قدرة التحمل بزيادة العمق.
- لا يجب وضع الأساس على سطح التربة الغير متماسكة نظرا لهروب هذا النوع من التربة من أسفل حواف الأساس عند تحميله.

جدول (٢-٤) : المعاملات المختلفة في معادلات هاتزن وفيزك

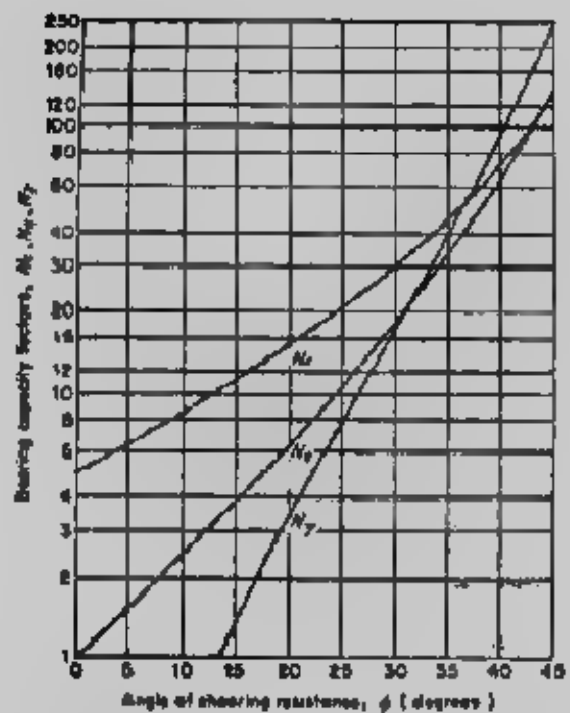
Shape, depth, inclination, ground and base factors for use in either the Hansen (1970) or Vesic (1973) bearing capacity equations of Table 2-3. Factors apply to either method unless subscripted with (H) or (V). Use primed factors when $\phi = 0$

Shape factors	Depth factors	Inclination factors	Ground factors (base on slope)
$\xi = 0.2 \frac{B}{L}$ $\lambda = 1 + \frac{N_c}{N_q} \frac{B}{L}$ $\lambda = 1$ for strip	$d_1 = 0.4k$ $d_2 = 1 + 0.4k$	$i_{q(H)} = 0.5 - 0.5 \sqrt{1 - \frac{H}{A_f c_u}}$ $i_{q(V)} = 1 - \frac{mH}{A_f c_u N_q}$ $i_c = i_q = \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$ (Hansen and Vesic)	$k_c = \frac{q^*}{147}$ for Vesic use $N_q = -2 \tan \beta$ for $\phi = 0$ $k_s = 1 - \frac{q^*}{147}$
$\lambda_1 = 1 + \frac{B}{L} \tan \phi$	$d_3 = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi) k$	$i_{qm(H)} = \left(1 - \frac{0.5H}{V + A_f c_u \cot \phi}\right)^2$ $i_{qm(V)} = \left(1 - \frac{H}{V + A_f c_u \cot \phi}\right)^2$	$k_{qm} = k_{qm'} = (1 - 0.5 \tan \beta)^2$ $k_{qm'} = k_{qm} = (1 - \tan \beta)^2$ base factors (dilatancy)
$\lambda_2 = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$	$d_4 = 1.00$ for all ϕ $k = \frac{D}{B}$ for $\frac{D}{B} \leq 1$ $k = \tan^{-1} \frac{D}{B}$ for $\frac{D}{B} > 1$ (rad)		$k_c = \frac{q^*}{147}$ $k_s = 1 - \frac{q^*}{147}$
Where A_f = effective footing area $B \times L$ c_u = cohesion to base = cohesion or a reduced value D = depth of footing in ground (used with B and not B') e, e_1 = eccentricity of load with respect to center of footing area H = horizontal component of footing load with $H \leq V \tan \delta + c_u A_f$ V = total vertical load on footing β = slope of ground away from base with downward = (+) δ = friction angle between base and soil—usually $\delta = \phi$ for concrete on soil θ = tilt angle of base from horizontal with (+) upward as usual case		$i_{qm} = \left(1 - \frac{0.7H}{V + A_f c_u \cot \phi}\right)^2$ ($q = 0$) $i_{qm} = \left(1 - \frac{(0.7 - q'/450)H}{V + A_f c_u \cot \phi}\right)^2$ ($q > 0$) $i_{qm'} = \left(1 - \frac{H}{V + A_f c_u \cot \phi}\right)^{2+q}$	$k_{qm} = \exp(-2q \tan \delta)$ $k_{qm'} = \exp(-2.7q \tan \delta)$ $k_{qm'} = k_{qm} = (1 - q \tan \phi)^2$ Notes: $\beta + q \leq 90^\circ$ $\beta \leq \phi$
General: 1. Do not use λ_1 in combination with i_q . 2. Can use λ_1 in combination with d_1, d_2 , and k_1 . 3. For $L/B \leq 2$ use ϕ_1 . For $L/B > 2$ use $\phi_{10} = 1.5\phi_1 - 17$ For $\phi \leq 34^\circ$ use $\phi_{10} = \phi_1$		$m = m_s = \frac{2 + B/L}{1 + B/L}$ H parallel to B $m = m_s = \frac{2 + L/B}{1 + L/B}$ H parallel to L	
		Note: $i_q, i_c > 0$	



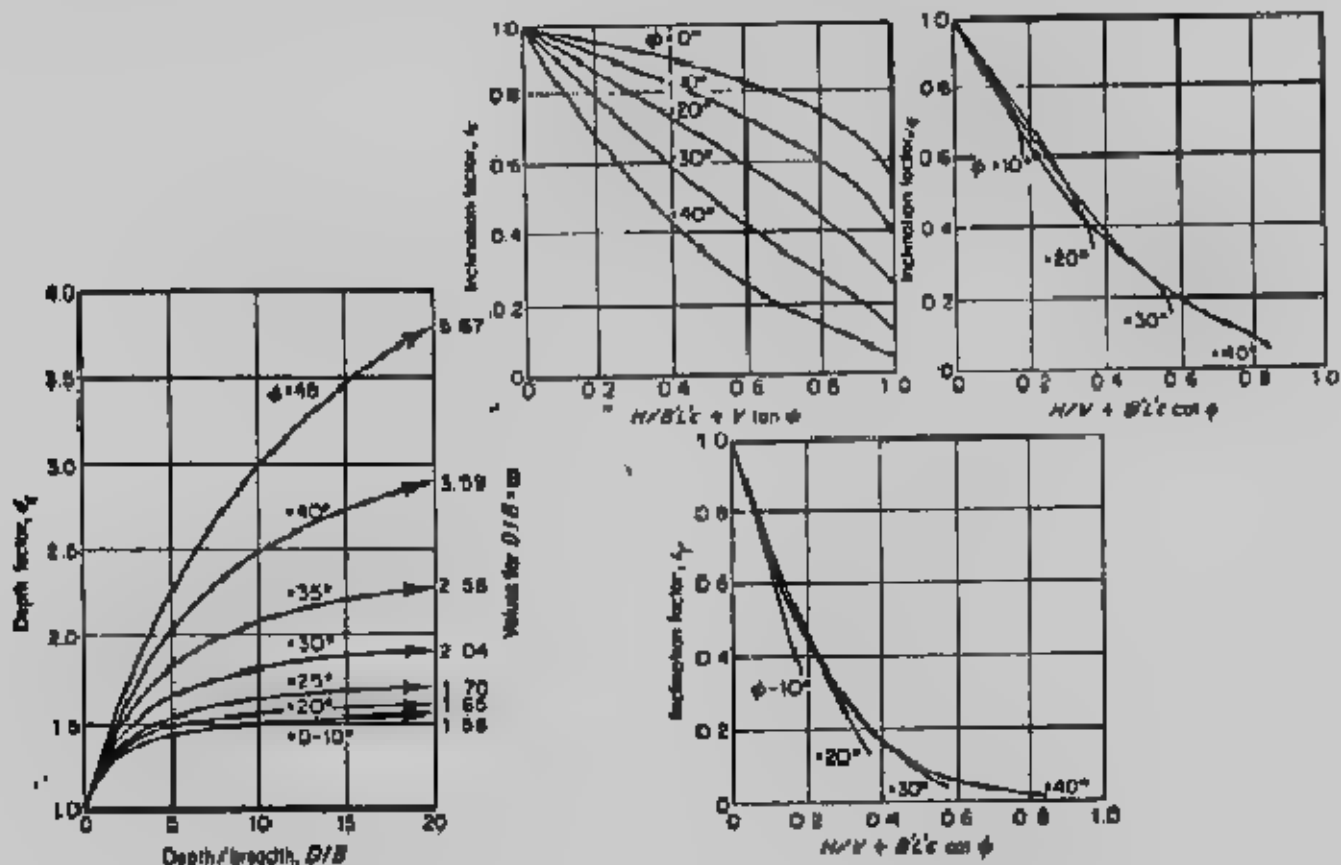
Shape factors s_x and s_y (after Brinch Hansen).

شكل (٢-١٠) معامل الشكل



Bearing capacity factors N_q , N_{γ} and N_c (after Brinch Hansen).

شكل (٢-٨): معاملات هاتزن لقدرة التحمل



Depth factor d_f (after Brinch Hansen). Inclination factors i_q , i_{γ} and i_c (after Brinch Hansen).

شكل (٢-١١) معامل العمق

شكل (٢-٩): معامل الميل

جدول (٢-٥): قيم تقريبية لمعاملات الشكل يمكن استخدامها في معادلات هاتزن وفيزك.

Shape factors for shallow foundations ($\phi > 0$)

Shape of footing	s_c	s_q	s_γ
Strip	1.00	1.00	1.00
Rectangle	$1 + \left(\frac{B}{L}\right) \left(\frac{N_q}{N_c}\right)$	$1 + \left(\frac{B}{L}\right) \tan \phi$	$1 - 0.4 \left(\frac{B}{L}\right)$
Circle or square	$1 + \frac{N_q}{N_c}$	$1 + \tan \phi$	0.8

After DeBeer (1967) and Vesic (1970)

جدول (٢-٦): معاملات قدرة التحمل لهاتزن

Bearing capacity factors ($\phi > 0$)

ϕ	N_c	N_q	N_γ	ϕ	N_c	N_q	N_γ	ϕ	N_c	N_q	N_γ
0	5.14	1.00	0.00	15	11.0	3.94	1.42	30	30.1	18.4	18.1
1	5.38	1.09	0.00	16	11.6	4.34	1.72	31	32.7	20.6	21.2
2	5.63	1.20	0.01	17	12.3	4.77	2.08	32	35.5	23.2	24.9
3	5.90	1.31	0.03	18	13.1	5.28	2.49	33	38.6	26.1	29.3
4	6.19	1.43	0.06	19	13.9	5.80	2.97	34	42.2	29.4	34.6
5	6.49	1.57	0.09	20	14.8	6.40	3.54	35	46.1	33.3	40.7
6	6.81	1.72	0.14	21	15.8	7.07	4.19	36	50.6	37.8	48.1
7	7.16	1.88	0.19	22	16.9	7.82	4.96	37	55.6	42.9	56.8
8	7.63	2.08	0.27	23	18.1	8.66	5.85	38	61.4	48.9	67.4
9	7.92	2.25	0.36	24	19.3	9.60	6.89	39	67.9	56.0	80.1
10	8.34	2.47	0.47	25	20.7	10.7	8.11	40	75.3	64.2	96.6
11	8.80	2.71	0.60	26	22.3	11.9	9.63	41	83.9	73.9	114
12	9.28	2.97	0.76	27	23.9	13.2	11.20	42	93.7	85.4	137
13	9.81	3.26	0.94	28	26.8	14.7	13.10	43	105	99	165
14	10.4	3.59	1.16	29	27.9	16.4	15.40	44	118	116	198
								45	134	135	241
								46	152	159	294
								47	174	187	359
								48	199	222	442
								49	230	266	548
								50	267	319	682

Values of N_c after Prandtl
 N_q after Reissner
 N_γ after Hansen
For $\phi=0$ soil see Fig. 11.5

N_c and N_q together with Hansen's values of N_γ

جدول (٧-٢): معاملات قدرة التحمل لميزك

Bearing Capacity Factors^a

ϕ	N_c	N_q	N_γ	N_q/N_c	$\tan \phi$
0	5.14	1.00	0.00	0.20	0.00
1	5.38	1.09	0.07	0.20	0.02
2	5.63	1.20	0.15	0.21	0.03
3	5.90	1.31	0.24	0.22	0.05
4	6.19	1.43	0.34	0.23	0.07
5	6.49	1.57	0.45	0.24	0.09
6	6.81	1.72	0.57	0.25	0.11
7	7.16	1.88	0.71	0.26	0.12
8	7.53	2.06	0.86	0.27	0.14
9	7.92	2.25	1.03	0.28	0.16
10	8.35	2.47	1.22	0.30	0.18
11	8.80	2.71	1.44	0.31	0.19
12	9.28	2.97	1.69	0.32	0.21
13	9.81	3.26	1.97	0.33	0.23
14	10.37	3.59	2.29	0.35	0.25
15	10.98	3.94	2.65	0.36	0.27
16	11.63	4.34	3.06	0.37	0.29
17	12.34	4.77	3.53	0.39	0.31
18	13.10	5.26	4.07	0.40	0.32
19	13.93	5.80	4.68	0.42	0.34
20	14.83	6.40	5.39	0.43	0.36
21	15.82	7.07	6.20	0.45	0.38
22	16.88	7.82	7.13	0.46	0.40
23	18.05	8.66	8.20	0.48	0.42
24	19.32	9.60	9.44	0.50	0.45
25	20.72	10.66	10.88	0.51	0.47
26	22.25	11.85	12.54	0.53	0.49
27	23.94	13.20	14.47	0.55	0.51
28	25.80	14.72	16.72	0.57	0.53
29	27.86	16.44	19.34	0.59	0.55
30	30.14	18.40	22.40	0.61	0.58
31	32.67	20.63	25.99	0.63	0.60
32	35.49	23.18	30.22	0.65	0.62
33	38.64	26.09	35.19	0.68	0.65
34	42.16	29.44	41.06	0.70	0.67
35	46.12	33.30	48.03	0.72	0.70
36	50.59	37.75	56.31	0.75	0.73
37	55.63	42.92	66.19	0.77	0.75
38	61.35	48.93	78.03	0.80	0.78
39	67.87	55.94	92.25	0.82	0.81
40	75.31	64.20	109.41	0.85	0.84
41	83.86	73.90	130.22	0.88	0.87
42	93.71	85.38	155.55	0.91	0.90
43	105.11	99.02	186.54	0.94	0.93
44	118.37	115.31	224.64	0.97	0.97
45	133.88	134.88	271.76	1.01	1.00
46	152.10	158.51	330.35	1.04	1.04
47	173.64	187.21	403.67	1.08	1.07
48	199.26	222.31	496.01	1.12	1.11
49	229.93	265.51	613.16	1.15	1.15
50	266.89	319.07	762.89	1.20	1.19

^a After Vesic (1973)

Bearing-capacity equations by the several authors indicated

Terzaghi (see Table 2-1 for typical values and for K_{pr} values)

$$q_{ult} = cN_c s_c + \bar{q}N_q + 0.5\gamma BN_r s_r \quad N_c = \frac{e^2}{2 \cos^2 (45 + \phi/2)}$$

$$q = e^{(0.75\pi - \phi/2) \tan \phi}$$

$$N_r = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$N_r = \frac{\tan \phi}{2} \left(\frac{K_{pr}}{\cos^2 \phi} - 1 \right)$$

For: strip round square

$$s_r = 1.0 \quad 1.3 \quad 1.3$$

$$s_r = 1.0 \quad 0.6 \quad 0.8$$

Meyerhof (see Table 2-2 for shape, depth, and inclination factors)

$$\text{Vertical load:} \quad q_{ult} = cN_c s_c d_c + \bar{q}N_q s_q d_q + 0.5\gamma BN_r s_r d_r$$

$$\text{Inclined load:} \quad q_{ult} = cN_c d_c i_c + \bar{q}N_q d_q i_q + 0.5\gamma BN_r d_r i_r$$

$$N_q = e^{2.17 \tan \phi} \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$N_r = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$N_r = (N_q - 1) \tan (1.4\phi)$$

Hansen (see Table 2-4 for shape, depth, and other factors)

$$\text{General:} \quad q_{ult} = cN_c s_c d_c i_c b_c h_c + \bar{q}N_q s_q^2 d_q^2 i_q h_q + 0.5\gamma BN_r s_r d_r i_r h_r$$

$$\text{when} \quad \phi = 0$$

$$\text{use} \quad q_{ult} = 5.14 s_u (1 + x'_c + d'_c - i'_c - h'_c - g'_c) + \bar{q}$$

$$N_q = \text{same as Meyerhof above}$$

$$N_c = \text{same as Meyerhof above}$$

$$N_r = 1.5(N_q - 1) \tan \phi$$

Vesic (see Table 2-4 for shape, depth, and other factors)

Use Hansen's equations above

$$N_q = \text{same as Meyerhof above}$$

$$N_c = \text{same as Meyerhof above}$$

$$N_r = 2(N_q + 1) \tan \phi$$

قدرة تحمل التربة الصافية والامنة والمسوح بها :

قدرة التحمل المحسوبة من المعادلات تسمى قدرة التحمل القصوى $q_{u, Ultimate}$ Bearing Capacity وهي أقل اجهاد كلى مؤثر على قاع الأساس بسبب انهيار التربة تحت الأساس بالقص . أما قدرة تحمل التربة القصوى الصافية Net Ultimate Bearing Capacity q_{nu} فهي أقل اجهاد صافى بسبب انهيار التربة بالقص .
 $q_{nu} = q_u - q$
 وتعين قدرة التربة للصافية الأمانة من قسمة قدرة التربة القصوى الصافية على معامل الأمان .

$$q_{ns} = q_{nu} / F$$

F = Factor of safety معامل الأمان

q_{ns} = Net safe bearing capacity

كما يمكن تعيين قدرة التحمل الأمانة q_s Safe bearing capacity من

$$q_s = q_{ns} + q = \frac{q_{nu}}{F} + \gamma D \dots \dots \dots (2-25)$$

ويجب ملاحظة أن الفرق بين قدرة التحمل القصوى وقدرة التحمل القصوى الصافية هو وزن عمود التربة ($q = \gamma D$) من سطح الأرض لمنسوب التأسيس . ولقد حدد الكود المصرى لتصميم وتنفيذ الأساسات وميكانيكا للتربة الصائرا فى سنة ١٩٩٠ معاملات الأمان لقدرة التحمل فى الحالات الآتية :

الحالة (١): يؤخذ معامل الأمان $FS = 2.5$ إذا أخذت الأحمال الدائمة المؤثرة على الأساس الناتجة من الأحمال الميتة والأحمال الحية وضغط الماء وضغط التربة والأحمال المتحركة بصورة منتظمة .

الحالة (٢) : يؤخذ معامل الأمان $FS = 2$ إذا أخذت الأحمال غير الدائمة المؤثرة على الأساس مثل ضغط الرياح والأحمال المتحركة بالإضافة إلى الأحمال المذكورة فى حالة التحميل رقم (١) .
 الحالة (٣): يؤخذ معامل الأمان $FS = 1.5$ إذا أخذت الأحمال النادرة الحدوث التى تنجم عن الزلازل والكوارث الطبيعية وذلك بالإضافة إلى حالة التحميل رقم (٢) . وتطبق هذه الحالة للمنشآت الهامة وذات الطبيعة الخاصة .

أما قدرة التحمل المسموح بها q_a Allowable Bearing Capacity فهي أقصى قدرة أمانة لكل من انهيار القص والهبوط، بمعنى أنه يمكن حساب q_s أو q_{ns} وهي قيم أمانة من انهيار القص وعند حساب الهبوط نجد أنه لى يكون فى حدود المسموح به فإنه يجب خفض الجهد الممرض

للتربة أي نحفض من قيم q_{ns} أو q_s فتصبح قيمهما q_a ، وقد تحفض قيم q_{ns} أو q_s للحصول على أبعاد معقولة ومناسبة لتنفيذ الأساسات .

Example (2-3):

A shallow strip footing of breadth 3.5m is to be founded at a depth of 2.0 m in a soil which has the following properties :

$$c = 12 \text{ kN/m}^2 \quad \phi = 25^\circ \quad \gamma = 19.0 \text{ kN/m}^3$$

Determine the safe load/m run.

Solution :

First determine the net ultimate bearing capacity.

$$\text{From Table (2-6): } N_c = 20.7 \quad N_q = 10.7 \quad N_\gamma = 8.11$$

$$\begin{aligned} \text{So } q_{u(net)} &= cN_c + \gamma D(N_q - 1) + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \\ &= 12 \times 20.7 + 19.0 \times 2 \times 9.7 + \frac{1}{2} \times 19.0 \times 3.5 \times 8.11 \\ &= 886 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

From eqn 2-25, putting $F = 3$

$$\begin{aligned} \text{Safe bearing capacity, } q_s &= \frac{q_{u(net)}}{F} + \gamma D \\ &= \frac{886}{3} + 19.0 \times 2.0 \\ &= 333 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Therefore safe load = $333 \times 3.5 = 1166 \text{ kN/m}$

Example (2-4):

Determine the safe uniform load intensity for a rectangular foundation of breadth 8m, length 12 m and founded 2.4 m below the surface.

$$C_u = 25 \text{ kN/m}^2 \quad \phi_u = 10^\circ \quad \gamma = 18 \text{ kN/m}^3$$

Solution :

$$\text{From Tabel (2-6). } N_c = 8.34 \quad N_q = 2.47 \quad N_\gamma = 0.47$$

$$B/L = 8/12 = 0.667$$

Then from Table 2-5

$$S_c = 1 + 0.667 \times 2.47/8.34 = 1.20$$

$$S_q = 1 + 0.667 \tan 10^\circ = 1.12$$

$$S_\gamma = 1 - 0.4 \times 0.667 = 0.73$$

$$\begin{aligned} \text{So } q_{u(net)} &= c_u N_c S_c + \gamma B N_q S_q - \gamma D \\ &= 25.0 \times 8.34 \times 1.20 + 18 \times 2.4 \times 2.47 \times 1.12 \\ &\quad + \frac{1}{2} \times 18 \times 8 \times 0.47 \times 0.73 - 18 \times 2.4 \\ &= 351 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Therefore the safe bearing capacity, $q_a = \frac{351}{3} + 18 \times 2.4 = \underline{160 \text{ kN/m}^2}$

Example (2-5):

A square footing vertically and concentrically loaded is to be placed on a cohesionless soil as shown in Fig. (2-12). The soil and other data are as shown :

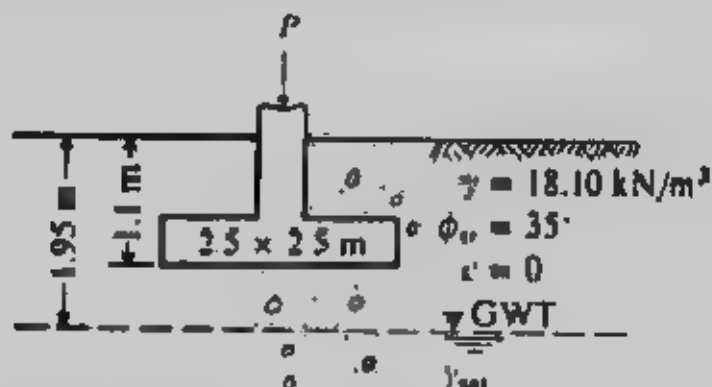


Fig. (2-12)

Required. What is the allowable bearing capacity using the Hansen equation and a SF = 2.0?

Solution :

We should note that B would, in general, not be known but would depend on the column load and the allowable soil pressure. We could, however, compute several values of q_a and make a plot of q_a versus B . Here we will compute a single value of q_a .

Step. 1. Since the effective soil unit weight is required, let us find these values. Estimate the "wet" soil has $W_w = 10$ percent and $G_s = 2.68$.

$$\gamma_{dry} = \frac{\gamma_{wet}}{1+w} = \frac{18.10}{1+0.10} = 16.45 \text{ kN/m}^3$$

$$V_s = \frac{\gamma_{dry}}{G_s(9.807)} = \frac{16.45}{2.68(9.807)} = 2.626 \text{ m}^3$$

$$V_v = 1.0 - V_s = 1.0 - 0.626 = 0.374 \text{ m}^3$$

The saturated unit weight is the dry weight + weight of water in voids

$$\gamma_{sat} = 16.45 + 0.374(9.807) = 20.12 \text{ kN/m}^3$$

From Fig (2-12) we obtain $d = 0.85 \text{ m}$

$$\gamma' = (\gamma_{sat} - \gamma_w) = 20.12 - 9.81 = 10.31 \text{ kN/m}^3$$

$$\begin{aligned} \gamma &= 10.31 + (0.85/2.5)(18.10 - 10.31) \\ &= 12.96 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

Step 2. Obtain bearing-capacity factors for the Hansen equation using D_0 not compute ϕ_{ps} , since footing is square. Computing,

$$N = 33$$

$$N_y = 34$$

$$S_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \phi = 1.70$$

$$S_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L} = 0.6$$

$$d_q = 1 + 0.25 \frac{1.1}{2.5} = 1.11$$

$$d_\gamma = 1.10$$

From Table (2-1) and dropping any terms that are not used or are 1.0,

$$q_{ult} = \gamma D N_q S_q d_q + 0.5 \gamma B N_\gamma S_\gamma d_\gamma$$

Substituting values,

$$q_{ult} = 18.10(1.1)(33)(1.70)(1.11) + 0.5(12.96)(2.5)(34)(0.6)(1.0) \\ = 1240 + 330 = 1570 \text{ kPa}$$

$$q_a = \frac{1570}{2} = 785 \text{ kPa (a very large bearing pressure).}$$

وهذه قيمة كبيرة للتصميم حيث ينصح ألا تزيد قدرة التحمل الأمانة عن ٥٠٠ كيلو نيوتن/م^٢ (٥٠ كجم/سم^٢) وفي هذا المثال يمكن إهمال الجزء الثالث من المعادلة كما يجب التأكد من أن قدرة التحمل المأخوذة في التصميم تعطى هبوطاً مسموحاً به.

Example (2-6):

A square column foundation has to carry a gross allowable total load of 150 kN. The depth of the foundation is 0.7m. The load is inclined at an angle of 20° to the vertical (Fig. 2-13). Determine the width of the foundation, B . Use Eq. 2-21 and a factor of safety of 3.

Solution :

With $c = 0$, the ultimate bearing capacity [Eq. 2-21] becomes.

$$q_u = q N_q S_q d_q i_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma S_\gamma i_\gamma \quad (g = 1)$$

$$q = (0.7)(18) = 12.6 \text{ kN/m}^2$$

$$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$$

From Table (2-6), for $\phi = 30^\circ$

$$N_q = 18.4$$

$$N_\gamma = 22.4$$

From Table (2-9)

$$S_q = 1 + \left(\frac{B}{L} \right) \tan \phi = 1 + 0.577 = 1.577$$

$$S_\gamma = 1 - 0.4 \left(\frac{B}{L} \right) = 0.6$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \frac{D_f}{B} \\ = 1 + \frac{(0.289)(0.7)}{B} = 1 + \frac{0.202}{B}$$

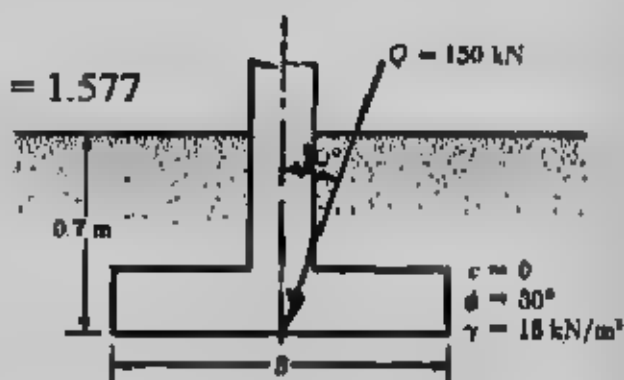


Fig.(2-13)

$$d_f = 1$$

$$i_q = \left(1 - \frac{B^*}{90}\right)^2 = \left(1 - \frac{20}{90}\right)^2 = 0.605$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\beta^*}{\phi}\right)^2 = \left(1 - \frac{20}{30}\right)^2 = 0.11$$

Hence :

$$q_u = (12.6)(18.4)(1.577) \left(1 + \frac{0.202}{B}\right) (0.605) + (0.5)(18)(B)(22.4)(0.6)(1)(0.11) \\ = 212.2 + \frac{44.68}{B} + 13.3B \quad (a)$$

$$q_{all} = \frac{q_u}{B} = 73.73 + \frac{14.68}{B} + 4.43B \quad (b)$$

$$\text{Given } Q = \text{total allowable load} = q_{all} \times B^2 \text{ or } q_{all} = \frac{150}{B^2} \quad (c)$$

Equating the right-hand sides of Eqs. (b) and (c)

$$\frac{150}{B^2} = 73.73 + \frac{14.89}{B} + 4.43B$$

By trial and error, $B \approx 1.3 \text{ m}$

Example (2-7):

Refer to Example 2-6, Determine the net allowable load for the foundation using the definition of factor of safety. Use $FS = 4$.

Solution : From Example (2-6).

$$q_u = 535 \text{ kN/m}^2$$

$$q = (1)(17.8) = 17.8 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{net(all)} = \frac{q_u - q}{FS} = \frac{535 - 17.8}{4} = 129.3 \text{ kN/m}^2$$

Hence :

$$Q_{net(all)} = (129.3)(1.5)(1.5) \approx 291 \text{ kN}$$

Example (2-8):

A footing load test. Produced the following data .

$$D = 0.5 \text{ m} \quad B = 0.5 \text{ m} \quad L = 2.0 \text{ m}$$

$$\gamma' = 9.31 \text{ kN/m}^3$$

$$\phi_{\text{triaxial}} = 42.7^\circ$$

$$\text{cohesion } c = 0$$

$$P_{ult} = 1863 \text{ kN (measured)} \quad q_{ult} = \frac{P_{ult}}{BL} = \frac{1863}{0.5 \times 2} = 1863 \text{ kPa (computed)}$$

Required. Compute the ultimate bearing capacity by both Hansen and Meyerhof equations and compare computed with measured values.

Solution :

(a) Since $c = 0$, any factors with subscript c do not need computing. All g_i and b_i factors are 1.00; with these factors identified, the Hansen equation simplifies to :

$$q_{ult} = \gamma' DN_q S_q d_q + 0.5 \gamma BN_\gamma S_\gamma d_\gamma$$

$$L/B = \frac{2}{0.5} = 4 \rightarrow \phi_{ps} = 1.5 (42.5) - 17 = 46.75^\circ, \text{ Use } \phi = 47^\circ$$

From a table of ϕ in 1° increments obtain : $N_q = 186.9$, $N_\gamma = 299$

Using linear interpolation of Table (2-3) gives 208.2 and 347.2 Using Table (2-4) get the $2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2$ part of d_q term from Table (2-3)

$$S_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \phi = 1.27 \quad S_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L} = 0.9$$

$$d_q = 1 + 0.155 \frac{D}{B} \quad d_\gamma = 1.0$$

$$= 1 + 0.155 \left(\frac{0.5}{0.5} \right) = 1.155$$

With these values obtain

$$q_{ult} = 0.31(0.5)(186.9)(1.27)(1.155) + 0.5(9.31)(0.5)(299)(0.9)(1) \\ = 1902.5 \text{ kPa vs } 1863 \text{ measured}$$

(b) By Meyerhof equations of Tables (2-8) and (2-2) and $\phi_{ps} = 47^\circ$

Step. 1. Obtain $N_q = 186.9$ $N_\gamma = (N_q - 1) \tan (1.4\phi) = 413.6$

$$K_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) = 6.44 \rightarrow \sqrt{K_p} = 2.54$$

$$S_q = S_\gamma = 1 + 0.1 K_p \frac{B}{L} = 1 + 0.1(6.44) \frac{0.5}{2.0} = 1.16$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 \sqrt{K_p} \frac{D}{B} = 1 + 0.1 (2.54) \frac{0.5}{0.5} = 1.25$$

Step.2. Substitute into the Meyerhof equation (ignoring any c subscripts)

$$q_{ult} = \gamma' DN_q S_q d_q + 0.5 \gamma BN_\gamma S_\gamma d_\gamma \\ = 0.31(0.5)(187)(1.16)(1.25) + 0.5(9.31)(0.5)(414)(1.16)(1.25) \\ = 1262 + 1397 = 2659 \text{ kPa}$$

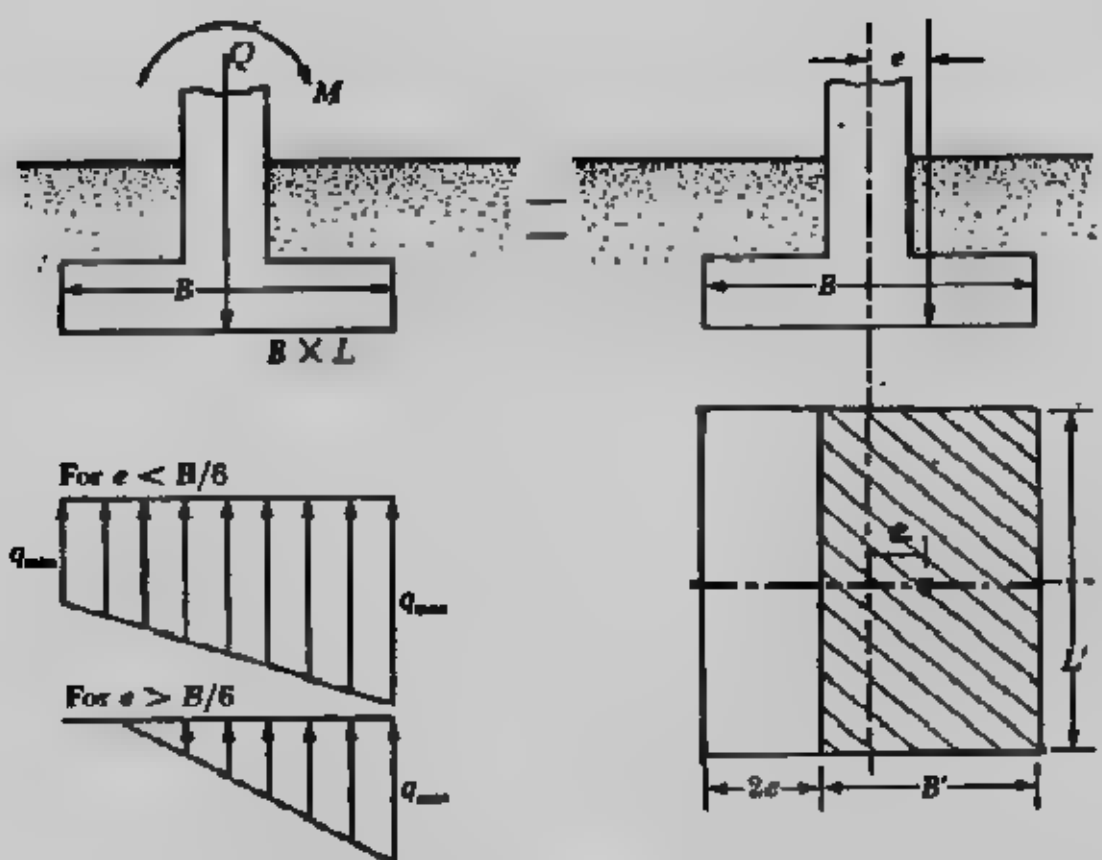
الأساسات الغير مركزية الحمل :

Foundations with Eccentric Loadings

قواعد الأساسات قد تكون غير مركزية الحمل بسبب عدم تمركز العمود في القاعدة أو

بسبب وجود عمود متمركز في القاعدة يحمل محوري مع وجود عدم اتعناء ويكون عدم التمرکز

على محور واحد شكل (١٤-٢) أو على محورين شكل (١٥-٢).



شكل (٢-١٤) الأساسات الغير مركزة الحمل.

وحيثما تكون القاعدة غير متمركزة على محور واحد تحسب الإزاحة e من

$$e = \frac{M}{Q} \quad \dots \dots \dots (2-26)$$

ويحسب الجهد على حافتي الأساس من المعادلات :

$$q_{max} = \frac{Q}{BL} \left(1 + \frac{6e}{B} \right) \quad \dots \dots \dots (2-27)$$

$$q_{min} = \frac{Q}{BL} \left(1 - \frac{6e}{B} \right) \quad \dots \dots \dots (2-28)$$

والمعادلات السابقة تستخدم عندما تكون $e < B/6$ ، وتكون $q_{min} = 0$ عندما تكون $e = B/6$ ويكون الجهد على الأساس على شكل مثلث حينما يكون $e > B/6$ حيث يتكون جزء من الشد من أحد الحواف . ولأن التربة لا تتحمل الشد فإنه يحدث انفصال بين الأساس والتربة ويجب تجنب هذه الحالة بقدر الإمكان وهنا تحسب q_{max} من :

$$q_{max} = \frac{4Q}{3L(B - 2e)} \quad \dots \dots \dots (2-29)$$

وتكون الاجهادات تحت الأساسات منتظمة التوزيع إذا انطبقت نقطة تأثير محصلة الأحمال على مركز ثقل الأساس، وعلى ذلك ولتحويل الاجهادات الغير متساوية تحت القواعد الغير متمركزة إلى اجهادات منتظمة التوزيع توجد الأبعاد الفعالة B' , L' :

$$B' = \text{effective width} = B - 2e \dots \dots \dots (2-30)$$

$$L' = \text{effective length} = L'$$

وإذا كان عدم التمرکز في الاتجاه الآخر نؤخذ :

$$L' = L - 2e$$

وتحسب قدرة التحمل بواسطة وباستخدام الأبعاد الفعالة B' , L' كما أن أقصى حمل يتحمله الأساس Q_{ult} بحسب عن :

$$Q_{ult} = q'_u A' \dots \dots \dots (2-31)$$

$$A' = \text{effective area} = B'L' \dots \dots \dots (2-32)$$

وحينما يكون الأساس غير متمركز في الاتجاهين أو عليه حل محاور بالإضافة إلى M_x , M_y شكل (٢-١٥) فتحسب :

$$e_x = \frac{M_x}{V}, \quad e_y = \frac{M_y}{V}$$

$$B' = B - 2e_x$$

$$L' = L - 2e_y$$

$$A' = B'L'$$

وتحسب قدرة التحمل باستخدام B' , L' وهذا يعنى أن قيمة قدرة التحمل سوف تكون مخفضة، ولقد اقترح ماير هوف طريقة أخرى لإيجاد نسبة التخفيض في قدرة التحمل R_e حيث تخفض قدرة التحمل في هذه الحالة وتصبح :

$$q'_{ult} = q_{ult} \cdot R_e \dots \dots \dots (2-33)$$

وتحسب R_e من :

$$R_e = 1 - 2 \frac{e}{B} \text{ (cohesive soil)} \dots \dots \dots (2-34)$$

$$R_e = 1 - \left(\frac{e}{B} \right)^2 \text{ (cohesionless soil)} \dots \dots \dots (2-35)$$

$$(0 < e/B < 0.03)$$

Example (2-9):

A square foundation is shown in Fig. (2-16) assume that the load eccentricity $e = 0.15$ m Determine the ultimate load, Q_{ult} .

Soltuion :

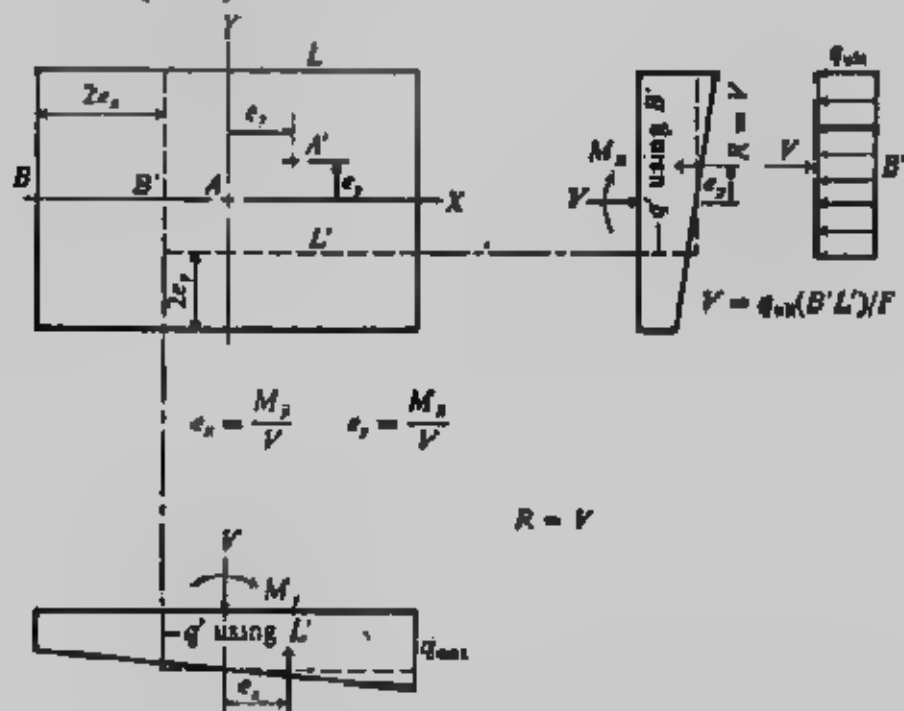
With $e = 0$, Eq. 2-21 becomes

$$q'_u = q N_q S_q d_{q_i} + \frac{1}{2} \gamma B' N_\gamma S_\gamma d_{\gamma_i} \quad , (g = 1)$$

$$q = (0.7)(18) = 12.6 \text{ kN/m}^2$$

For $\phi = 30^\circ$, from Table (2-7) $N_q = 18.4$ and $N_\gamma = 22.4$.

$$B' = 1.5 + 2(0.15) = 1.2 \text{ m}$$



شكل (٢-١٥) الأساس الغير متمركز في الاتجاهين .

$$L' = 1.5 \text{ m}$$

From Table (2-9)

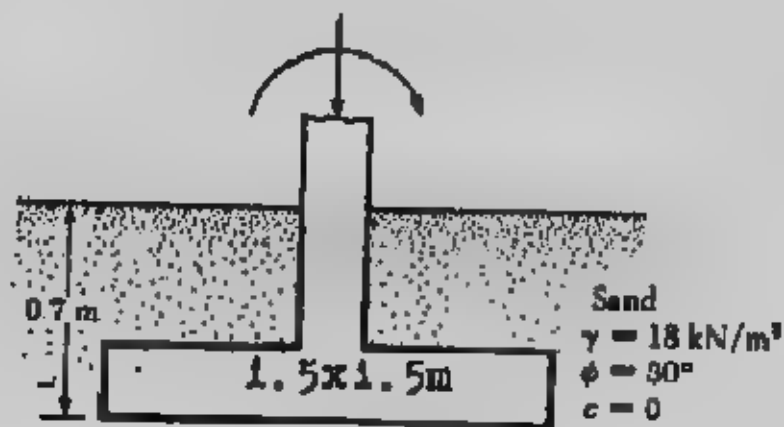


Fig. (2-16)

$$S_q = 1 + \frac{B'}{L'} \tan \phi = 1 + \left(\frac{1.2}{1.5} \right) \tan 30^\circ = 1.462$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \frac{D_f}{B} = 1 + \frac{(0.289)(0.7)}{1.5} = 1.135$$

$$S_\gamma = 1 - 0.4 \left(\frac{B'}{L'} \right) = 1 - 0.4 \left(\frac{1.2}{1.5} \right) = 0.68$$

$$dy = 1 \quad \text{So ;}$$

$$q'_u = (12.6)(18.4)(1.462)(1.135) + \frac{1}{2} (18)(1.2)(22.4)(0.68)(1) \\ = 384.3 + 164.50 = 548.8 \text{ kN/m}^2$$

Hence

$$Q_{ult} = B'L' (q'_u) = (1.2)(1.5)(548.8) = 988 \text{ kN}$$

Example (2-10):

A footing $1.8 \times 1.8 \text{ m}$ square is loaded with an axial load of 1800 kN and $M_x = 20 \text{ kN.m}$, $M_y = 160 \text{ kN.m}$. Underdrained triaxial tests give $\phi = 36^\circ$ and $c = 9.61 \text{ kN/m}^2$. The footing depth $D = 1.8 \text{ m}$; the soil unit weight is 18 kN/m^3 , the water table is 6 m

Solution :

Step 1. Compute eccentricity and adjusted dimensions.

$$e_x = \frac{M_y}{P} = \frac{160}{1800} = 0.089, 2e_x = 0.178, \frac{e_y}{B} = 0.08$$

$$e_y = \frac{270}{1800} = 0.15, 2e_y = 0.3, \frac{e_x}{B} = 0.08$$

$$B' = 1.8 - 0.3 = 1.5 \text{ m}, L' = 1.8 - 0.178 = 1.622 \text{ m}$$

$$\text{and } N_c = 51 \quad N_q = 38 \quad N_\gamma = 40 \quad (\text{Table 2-3})$$

$$\frac{D}{B} = \frac{1.8}{1.8} = 1$$

$$S_c = 1 + \frac{N_q B'}{N_c L'} = 1.69 \quad d_c = 1 + 0.4 \frac{D}{B} = 1.4$$

$$S_q = 1 + \frac{B'}{L'} \tan \phi = 1.67 \quad d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \frac{D}{B} = 1.25$$

$$S_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B'}{L'} = 0.63 \quad d_\gamma = 1.00$$

$$\text{All } i = g = b = 1.0 \quad (\text{note if } H > 0 \text{ all } S_i = 1.0)$$

$$q_{ult} = cN_c S_c d_c + \bar{q} N_q S_q d_q + \frac{1}{2} \gamma B' N_\gamma S_\gamma d_\gamma$$

$$= 9.61(51)(1.69)(1.4) + (18)(1.8)(38)(1.67)(1.25) + 0.5(1.8)(18)(40)(0.63)(1.0) \\ = 1158 + 2568.5 + 338.1 = 4064.6 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{With } SF = 3, \quad q_a = \frac{4064.6}{3} = 1354.9 \text{ kN/m}^2$$

The allowable load is based on the effective footing area to obtain

$$P_a = 1354.9 \times 1.5 \times 1.622 = 3296.5 \text{ kN.}$$

$$q_{act} = 1354.9 \times \frac{1800}{3296.5} = 739.8 \text{ kN/m}^2$$

By the alternative method using Meyerhof's reduction factor
Use factors for cohesionless soil, as c is very small

$$R_{ex} = 1 - \left(\frac{e_x}{B} \right)^{\frac{1}{2}} = 1 - (0.05)^{\frac{1}{2}} = 0.78$$

$$R_{ey} = 1 - \left(\frac{e_y}{B} \right)^{\frac{1}{2}} = 1 - (0.08)^{\frac{1}{2}} = 0.72$$

Recompute q_{ult} as for a centrally loaded footing; the depth factors are unchanged; the revised shape factors are :

$$S_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \frac{B}{L} = 1.75$$

$$S_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \phi = 1.73$$

$$S_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L} = 0.60$$

$$q_{ult} = 9.61(51)(1.75)(1.4) + 18(1.8)(38)(1.73)(1.25) + 0.5(18)(1.5)(40)(0.6)(1.0)$$

$$= 1199.1 + 2660.8 + 386.2 = 4246.1 \text{ kN/m}^2$$

$$q_a = \frac{4246.1}{3} = 1415.4 \text{ kN/m}^2$$

$$P_a = q_a(BL)R_{ex}R_{ey} = 1415.4 \times 1.8 \times 1.8 \times 0.78 \times 0.72 = 2575.4 \text{ kN}$$

The reduced allowable pressure is

$$q_a = \frac{2575.4}{1.8 \times 1.8} = 794.9 \text{ kN/m}^2$$

The actual pressure is approximately $794.9 (1800 / 2575.4) = 555.6 \text{ kN/m}^2$

وهذه القيمة المسموح بها لقدرة التحمل عالية ويجب حساب الهبوط الذى قد يستلزم تخفيض هذه القيمة. وينصح الا تزيد القيمة المسموح بها لقدرة التحمل التى تستخدم فى التصميم عن ٥٠٠ كيلو نيوتن/م^٢ (٥٠ كجم/سم^٢).

الأساسات على الطين : Foundation on Clay

لحساب قدرة التحمل للأساسات على التربة الطينية تستخدم أحد المعادلات المذكورة فى

هذا الباب على اعتبار $\phi = 0$. ولقد قدم سكبتون Skempton طريقة مبسطة لحساب قدرة التحمل للأساسات على الطين حيث :

$$q_{ult} = cN_c + \gamma D \dots \dots \dots (2-36)$$

$$q_{net ult} = cN_c \dots \dots \dots (2-37)$$

حيث نعين N_c من الشكل (٢-١٧) بالنسبة للأساسات الشريطية والدائرية والمربعة أما بالنسبة للأساسات المستطيلة :

$$N_c \text{ rectangular} = (0.84 + 0.16 \frac{B}{L}) N_c \text{ square} \dots\dots\dots (2-38)$$

Example (2-11):

A rectangular footing of breadth 6 m and length 15 m is founded at a depth of 4.5 m in a cohesive soil having the following properties

$$C_u = 40 \text{ kN/m}^2 \quad \phi_u = 0 \quad \gamma = 18 \text{ kN/m}^3$$

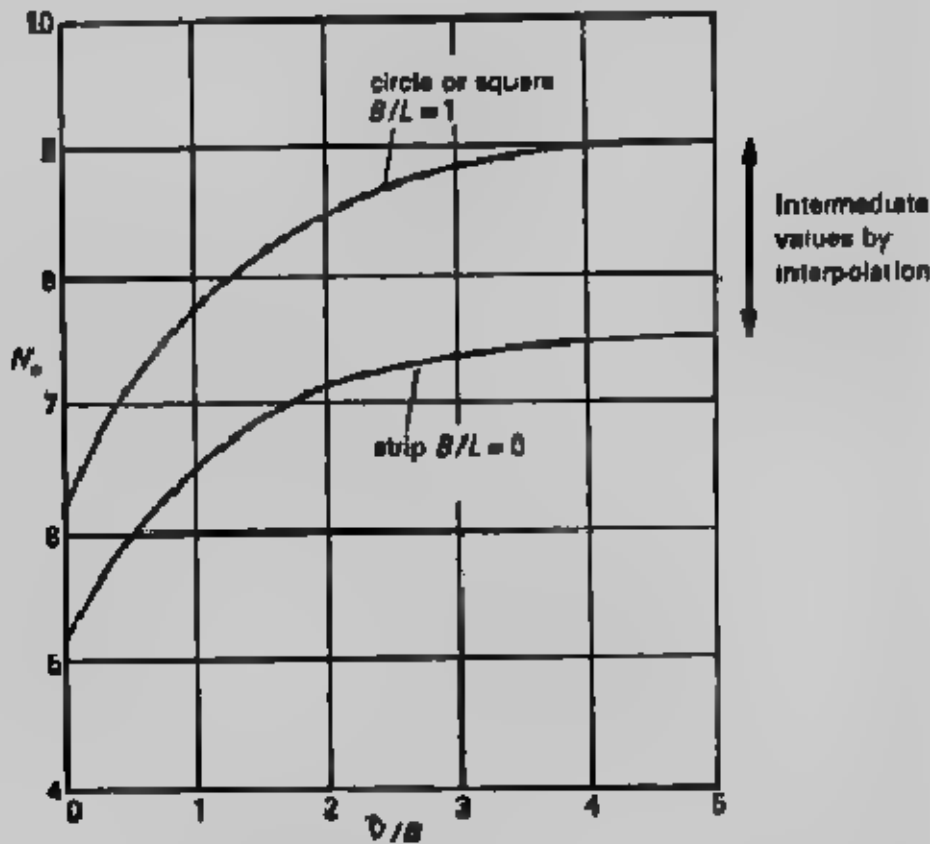
Determine the ultimate bearing capacity for the footing.

Solution :

$$D/B = 4.5/6.0 = 0.75 \quad B/L = 6/15 = 0.40$$

Using Skempton's N_c from Fig. (2-17) (interpolating) $N_c = 6.7$

$$\text{So : } q_u = c_u N_c + \gamma D$$



Skempton's values of N_c when $\phi = 0$

شكل (٢-١٧): معامل سكينتون للأساسات على الطين.

$$= 40 \times 6.7 + 18 \times 4.5 = \underline{349 \text{ kN/m}^2}$$

Using eqn [2-38] :

$$N_c = 6.2 (0.8 + 0.16 \times 0.4) = 5.6$$

$$\text{So } q_u = 40 \times 5.6 + 18 \times 4.5 = \underline{305 \text{ kN/m}^2}$$

Using the Hansen eqn [2.2] and factors from Tables 3.2 and 2.4 "

$$N_c = 5.14, \quad N_q = 1, \quad N_\gamma = 0$$

$$S_c = 1 + 0.40 \frac{1}{5.14} = 1.078, \quad S_q = 1.0$$

$$\text{So.} \quad S_q = 40 \times 5.14 \times 1.078 + 18 \times 4.5 = 303 \text{ kN/m}^2$$

قدرة تحمل الصخر : Bearing Capacity of Rock

للصخور نوع من أنواع التربة المكونة للقشرة الأرضية تتميز بالصلابة والتماسك. وهي ككل شديدة للتوابع لا تكسر بسهولة باليد ولا تنفقت بسهولة ويعتبر الصخر أفضل أنواع التربة للتأسيس عليه. ورغم ذلك يجب الاهتمام بتصميم الأساسات على الصخر حيث قد تنجم مخاطر تؤدي إلى حركة صخرية كبيرة أو فشل مفاجئ.

ويوجد في بعض أنواع الصخور ما يمكن معاملته تماماً كأي نوع عادي من أنواع التربة مثل الصخور اللينة أو ضعيفة التلاحم (مقاومتها لضغط الغير محصور تقل عن ١٠ كجم/سم^٢) والصخور التي يمكن الحفر فيها بالوسائل اليدوية والرمل أو الزلط المتحجر الغير مستمر التلاحم والطباشير والطين الجيري والرماد البركاني والصخور المطحونة والصخور ذات الفواصل المستمرة المتقاربة والتربة المحتوية على كسر الصخور.

وتصنف الصخور طبقاً لمقارنة الضغط الغير محصور لها على النحو الآتي :

- صخور عالية المقاومة جدا وهي صخور مقاومتها أكبر بكثير من الخرسانة حيث تتعدى ٢٠٠ ميجا نيوتن/م^٢ (٢٠٠٠ كجم/سم^٢).
- صخور عالية المقاومة ومقاومتها أكبر من مقاومة الخرسانة حيث تتراوح بين ٥٠ - ٢٠٠ ميجا نيوتن/م^٢ (٥٠٠ إلى ٢٠٠٠ كجم/سم^٢).
- صخور متوسطة المقاومة : وهي التي مقاومتها تقترب من مقاومة الخرسانة بين ١٥ - ٥٠ ميجا نيوتن/م^٢ (١٥٠ - ٥٠٠ كجم/سم^٢).
- صخور ضعيفة المقاومة : وهي التي مقاومتها تقترب من مقاومة الطوب بين ٤ - ١٥ ميجا نيوتن/م^٢ (٤٠ - ١٥٠ كجم/سم^٢).
- صخور ضعيفة المقاومة جدا : وهي التي مقاومتها أقل من مقاومة الطوب ولا تتعدى ٤ ميجا نيوتن/م^٢ (٤٠ كجم/سم^٢).

كما تصنف الصخور طبقاً للمسافات بين الفواصل الصخرية بها على النحو الآتي :

- صخور ذات فواصل متباعدة جدا وهي التي تزيد المسافات بين فواصلها عن ٣ مترا.
- صخور ذات فواصل متباعدة وهي التي تتراوح المسافات بين فواصلها من ١ - ٣ مترا.

• صخور ذات فواصل متقاربة نسبياً وهي التي تتراوح المسافات بين فواصلها من ٣ - ١,٠٠ متراً،

• صخور ذات فواصل متقاربة وهي التي تتراوح المسافات بين فواصلها من ٥ - ٣٠ سم،

• صخور ذات فواصل متقاربة جداً وهي التي تكون المسافات بين فواصلها أقل من ٥ سم،

كما تؤثر طبيعة الفواصل في الصخور على تصنيفها من حيث عرض هذه الفواصل والمادة المائلة لها واتجاه هذه الفواصل ومدى تعرض سطح تلامس للصخر للعوامل الجوية، وتتأثر صلاحية الصخر للتأسيس باتجاه الفواصل بالنسبة لاتجاه الحمل حيث أن وجود فاصل تحت الأساس قد يقلل من قدرة تحمل للتكوين الصخري، وقد يوصف الصخر بأنه يحتوى على فواصل ذات اتجاه حرج إذا كان هناك احتمال للإنزلاق على سطح الفاصل تحت تأثير محصلة أحمال الأساس، والصخر يعتبر سليماً إذا زالت المسافات بين فواصله عن ١,٠٠ متراً وإذا زادت مقاومة الضغط للغير محصور له عن ١٠٠٠ كيلو نيوتن/م^٢ (١٠ كجم/م^٢) ويشترط أن تكون الفواصل من النوع المقفول والفواصل ذات اتجاه غير حرج،

وعد حساب قدرة التحمل قبل التصميم يجب دراسة ما يلي :

• تحديد نوع وأماكن وجود الفواصل الواقعة في مجال تأثير الأساس بما في ذلك تحديد سمك هذه الفواصل،

• تحديد مقاومة مادة الصخر،

ويمكن تقدير قدرة التحمل المسموح بها للتكوينات الصخرية ذي الخصائص الغير حرجة (أي الذي لا توجد به فواصل مفتوحة ومسطح الصخر يكون عمودياً على الأساس أي الحمل ليس له مركبة مماسة) من :

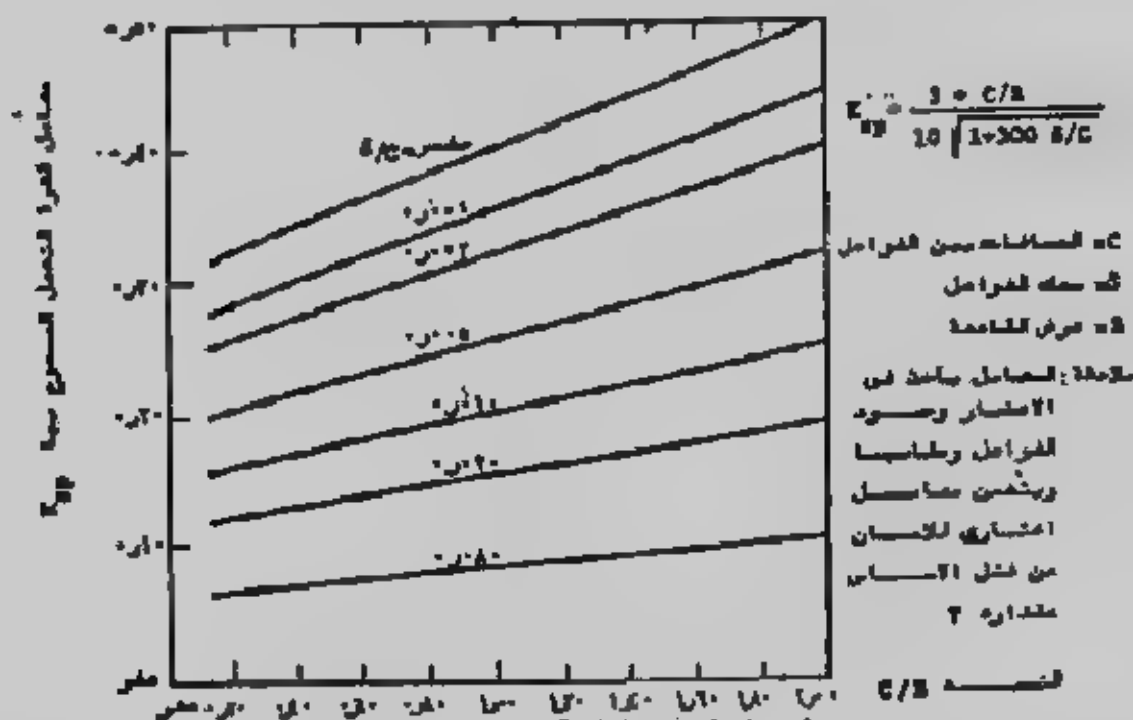
$$q_{all} = K_{sp} \cdot q_{u-core} \quad (2-39)$$

حيث q_{all} قدرة التحمل المسموح بها باعتبار معامل أمان مقداره ٣ q_{u-core} مقاومة الضغط للغير المحصور لعينات الصخر K_{sp} معامل يعتمد على المسافات بين الفواصل كما هو في جدول (٢-٩).

جدول (٢-٩) قيم المعامل K_{sp}

K_{sp}	المسافات بين الفواصل
٠,٤٠	متباعدة جداً (٣٠ متراً)
٠,٢٥	متباعدة (١ - ٣ متراً)
٠,١٠	متقاربة نسبياً (٠,٢ - ١,٠ متراً)

ويمكن اعتبار الصخر المحتوي على قواصل متقاربة لسيبيا (٠,٣ - ١,٠٠ مترا) كحالة انتقالية من الصخر السليم والصخر العير سليم، والعلاقة السابقة صالحة للصخور ذات القواصل التي لا تقل المسافات بينها عن ٣٠ سم وسمكها أقل من ٥ مم أو سمكها أقل من ٢٥ مم لو كانت محتوية على مواد مائنة على الأقل عرض الأساس عن ٣٠ سم ويبين الشكل (٢-١٨) العوامل المؤثرة على قيمة المعامل K_{sp} وتأثير القواصل على قدرة التحمل.



شكل (٢-١٨) : معامل قدرة التحمل للصخر.

أما في حالة للصخور الغير سليمة التي فيها هو اصل شديدة التقارب أو كان الصخر مفتتا أو متكسرا فإن الصخر يعامل معاملة التربة الغير متعاسكة في تعيين قدرة التحمل . وهناك تصنيف آخر للصخور حسب صلابتها طبقا لمقاومتها للضغط . وهذا التصنيف مبين في جدول (٢-١٠) .

جدول (٢-١٠): تصنيف الصخر طبقا لمقاومة الضغط

النسبة المئوية للمعارج التي صلاحها أكبر من ٥.٥		الفترة الحقلية للصفر (١٩٨٥-١٩٨٠م)
٧٥ - ١٠٠ ٪	٥٠ - ٧٥ ٪	٢٥ - ٥٠ ٪
أقل من ٦٠	٦٠ - ٧٥	٧٥ - ١٠٠
متوسط الصلاة	أقل من ٦٠	٦٠ - ٧٥
متوسط الصلاة	٦٠ - ٧٥	٧٥ - ١٠٠
صلب	٧٥ - ١٠٠	١٠٠ - ١٢٠
صلب	١٢٠ - ١٤٠	١٤٠ - ١٦٠
أكثر من ٢٠٠	١٦٠ - ١٨٠	١٨٠ - ٢٠٠

ويمكن تعيين قدرة التحمل للصخر باستخدام معادلة ترزاغى على أن تكون معاملات قدرة التحمل على النحو الآتى :

$$N_q = \tan^6 (45 + \frac{\phi}{2}) \dots \dots \dots (2-40)$$

$$N_c = 5 \tan^4 (45 + \frac{\phi}{2}) \dots \dots \dots (2-41)$$

$$N_\gamma = N_q + I \dots \dots \dots (2-42)$$

وتعین ϕ , c للصخر من اختبار الضغط الثلاثى العالى التحمل وغالبا لا تقل عن ϕ عن ٤٠ درجة (ϕ للصخر من ٤٥ إلى ٥٥ درجة) وتتراوح c بين ٢,٥ إلى ٣٥ ميجاباسكال MPa . ومعادلات ترزاغى تعطى فيما عاليا لقيمة التحمل القصوى . وفى أغلب الحالات تؤخذ $\phi = 45^\circ$ ما عدا الحجر الجيري فيؤخذ من ٣٨-٤٥ ° كما تؤخذ $c = 5 \text{ MPa}$ كقيمة مقابلة .

ولذلك يستخدم معامل جودة الصخور Rock Quality Designation RQD فى حساب قدرة التحمل المطلوبة للتصميم q'_{ult} من :

$$q'_{ult} = q_{ult} (RQD)^2 \dots \dots \dots (2-43)$$

حيث q_{ult} هى المحسوبة من معادلات ترزاغى التى تعطى قيما عالية أما RQD فيعرف من :

$$RQD = \frac{\text{مجموع أطوال القطع السليمة الخارجة من اسطوانة العينات وأكبر من ١٠ سم}}{\text{طول اسطوانة العينات}}$$

ومثلا لو كان طول اسطوانة العينات ١٥٠ سم خرج منها عينات طولها ١٣١ سم من قطع الصخر السليمة والزلط والتراب وكان مجموع أطوال القطع السليمة الأكبر من ١٠ سم هى ٨٩ سم فإن :

$$RQD = 89/150 = 0.59$$

ويمكن تصنيف الصخر طبقا لقيمة RQD كما هو مبين فى جدول (٢-١١) .

جدول (٢-١١) تصنيف الصخر طبقا لقيمة RQD

RQD	Rock description
< 0.25	Very poor
0.25 - 0.50	Poor
0.50 - 0.75	Fair
0.75 - 0.90	Good
> 0.90	Excellent

Example (2-12) :

A drilled pier with a diameter = 1m to be founded at a depth of 3m. in a rock mass. From the cores the average RQD = 0.50 below the pier point.

Solution : Assume from inspection of the rock cores that

$$\phi = 45^\circ \text{ and take } c = 5 \text{ kN/m}^2$$

The Terzaghi shape factors are $S_c = 1.3$ and $S_\gamma = 0.6$

Assume the unit weight of the dense rock $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$

$$N_c = 5 \tan^4 \left(45 + \frac{45}{2} \right) = 170$$

$$N_q = \tan^6 \left(45 + \frac{45}{2} \right) = 198$$

$$N_\gamma = N_q + 1 = 199$$

$$\begin{aligned} q_{ult} &= cN_c S_c + qN_q + 0.5\gamma B N_\gamma S_\gamma \\ &= 5 \times 170 \times 1.3 + 25 \times 3 \times 198 + 0.5 \times 25 \times 1 \times 199 \times 0.6 \\ &= 17447.5 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Use $FS = 3$ and for $RQD = 0.5$ obtain the reduced allowable bearing

$$\text{capacity as : } q_a = \frac{q_{ult} (RQD)^2}{3} = \frac{17447.5 (0.5)^2}{3} = 1453 \text{ kN/m}^2 \approx 15 \text{ kg/cm}^2$$

قدرة التحمل للأساسات على التربة الطبقية :

Bearing Capacity for Footings on Layered Soils :

حينما يوضع الأساس على طبقات متتالية بحيث تكون الطبقة العلوية غير كافية لاحتواء منطقة

الانهيار بالكامل تحت الأساس فإن قدرة التحمل القصوى يجب أن تعدل :

والحالات الآتية يمكن أن نقابلها بالنسبة للتربة الطبقية :

١- الأساسات على تربة طبقية طينية ($\phi = 0$) .

أ- الطبقة العلوية أضعف من الطبقة السفلية $C_1 < C_2$.

ب- الطبقة العلوية أقوى من الطبقة السفلية $C_1 > C_2$.

٢- الأساسات على تربة طبقية رملية أو طبقية طينية .

أ- رمل أسفل طين .

ب- طين أسفل رمل .

٣- الأساسات على تربة طبقية عامة ($C-\phi$) .

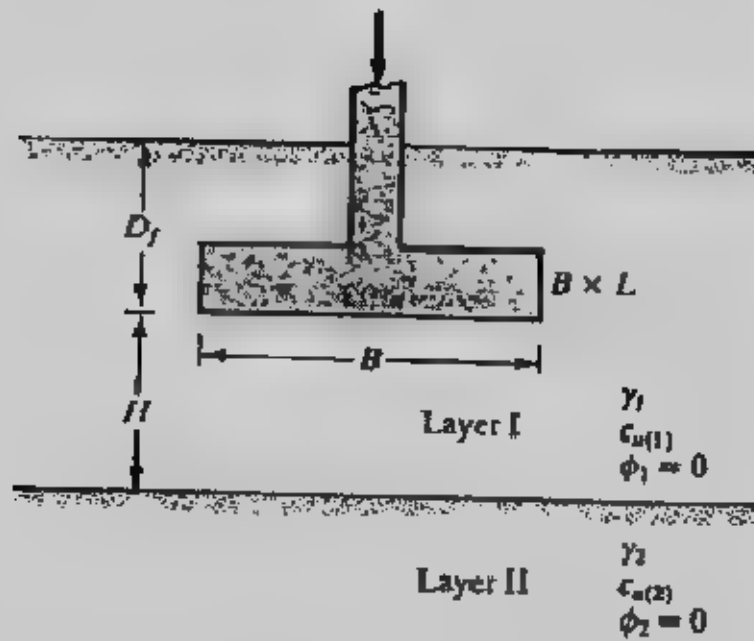
أ- الطبقة العلوية أضعف من الطبقة السفلية .

ب- الطبقة العلوية أقوى من الطبقة السفلية .

أولا : الأساسات على تربة طبقية طينية $\phi = 0$:

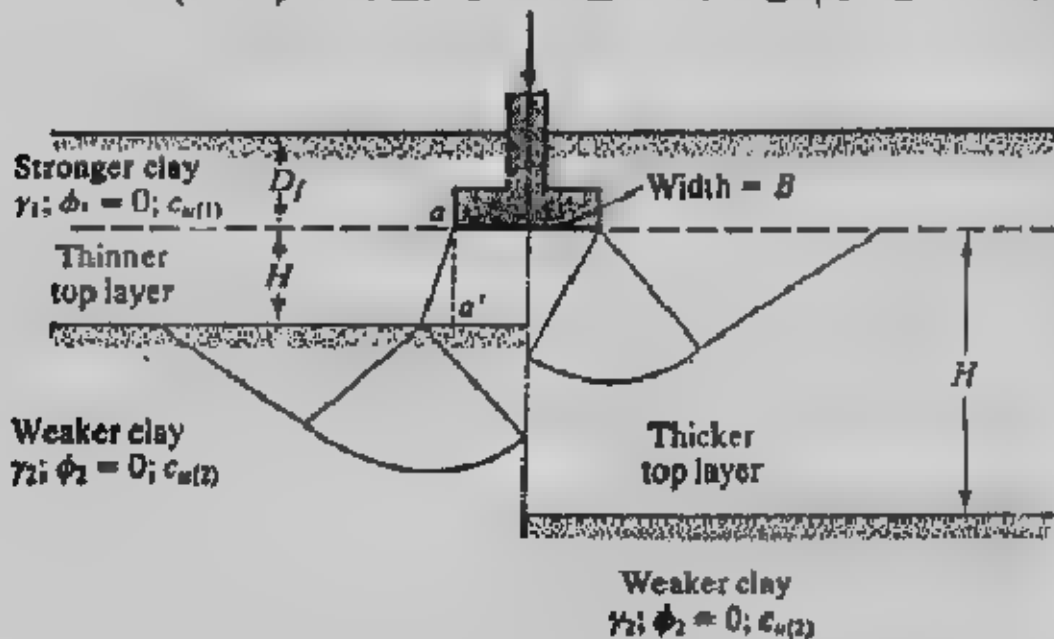
يبين الشكل (٢٠١٨) أسس مدحى على تربة مكونة من طبقتين طينيتين العلوية منها تمتد

إلى عمق H أسفل منسوب التأسيس والطبقة السفلية تمتد إلى امتداد كبير .



شكل (٢-١٨) : الأساسات على تربة طبقية طينية

فإذا كانت $C_{u(1)}/C_{u(2)} > 1$ فإن الأساسات تتركز على طبقة طينية قوية أسفلها طبقة طينية ضعيفة. وإذا كانت H/B صغيرة نسبياً فإن انهيار التربة تحت الأساس سوف يتم بالإختراق في الطبقة العلوية وبالقصر العام في الطبقة السفلية، أما إذا كانت H/B كبيرة نسبياً فإن الإنهيار بالكامل سوف يتم في الطبقة العلوية كما هو مبين بشكل (٢-١٩).



شكل (٢-١٩) قدرة التحمل لطبقية طين قوية على طبقة ضعيفة.

ويمكن حساب قدرة التحمل من :

$$q_u = \left[1 + 0.2 \left(\frac{B}{L} \right) \right] C_{u(2)} N_c + \left(1 + \frac{B}{L} \right) \left(\frac{2c_u H}{B} \right) + \gamma_1 D_f$$

من انهيار الاختراق
على الطبقة العلوية

من انهيار القص
العام على الطبقة السفلية

$$\leq \left[1 + 0.2 \left(\frac{B}{L} \right) \right] C_{u(1)} N_c + \gamma_f D_f \dots \dots \dots (2-44)$$

من انهيار القص العام على الطبقة العلوية

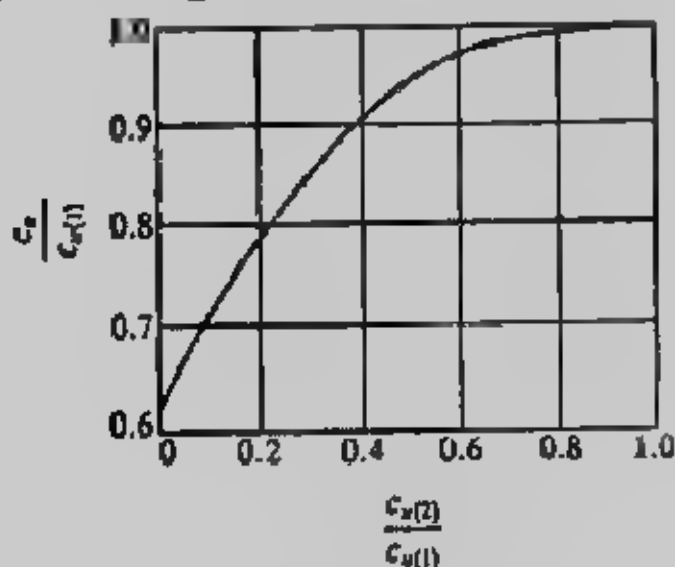
Where B = width of foundation
L = length of foundation
 $N_c = 5.14$ (bearing capacity factor for $\phi = 0$)
 C_a = adhesion along the interface aa'

وبين شكل (٢-٢) التغير في $C_a/C_{u(1)}$ مع $C_{u(2)}/C_{u(1)}$ أما إذا كانت $C_{u(1)}/C_{u(2)} < 1$ فإن الأساسات تتركز على طبقة طينية ضعيفة أسفلها طبقة طينية قوية وتحسب قوة التحمل في هذه الحالة من :

$$q_u = q_t + (q_b - q_t) \left(1 - \frac{\pi}{H_f} \right)^2 \geq q_t \dots \dots \dots (2-45)$$

Where :

$$q_t = \left[1 + 0.2 \left(\frac{B}{L} \right) \right] C_{u(1)} N_c + \gamma_f D_f \dots \dots \dots (2-46)$$



شكل (٢-٢) التغير في $C_a/C_{u(1)}$ مع $C_{u(2)}/C_{u(1)}$

$$q_b = \left[1 + 0.2 \left(\frac{B}{L} \right) \right] C_{u(2)} N_c + \gamma_f D_f \dots \dots \dots (2-47)$$

$H_f \approx B$

Note that $N_c = 5.14$ since $\phi = 0$

ثانيا : الأساسات على الرمل المدموك وأسفله طين ناعم :

حينما تتركز الأساسات على رمل مدموك أو متقارب Loose or Compacted متبوع بطين ناعم فإنه في حالة ما يكون سمك طبقة الرمل أسفل الأساس صغير نسبيا فإن سطح الإنهيار يمتد إلى طبقة الطين الناعم . شكل (٢-٢١) وإذا كانت طبقة الرمل تحت الأساس كبيرة نسبيا فإن سطح الإنهيار سوف يقع في طبقة الرمل . وتحسب قدرة التحمل من :

$$q_u = cN_c + \gamma H^2 \left(1 - \frac{2D_f}{H} \right) K_s \frac{\tan \phi}{B} + \gamma D_f \dots \dots \dots (2-48)$$

وبقيمة قصوى

$$q_u = \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma + \gamma D_f N_q \dots \dots \dots (2-49)$$

Where ϕ = angle of friction of top sand layer
 γ = unit weight of sand
 K_s = punching shear resistance coefficient

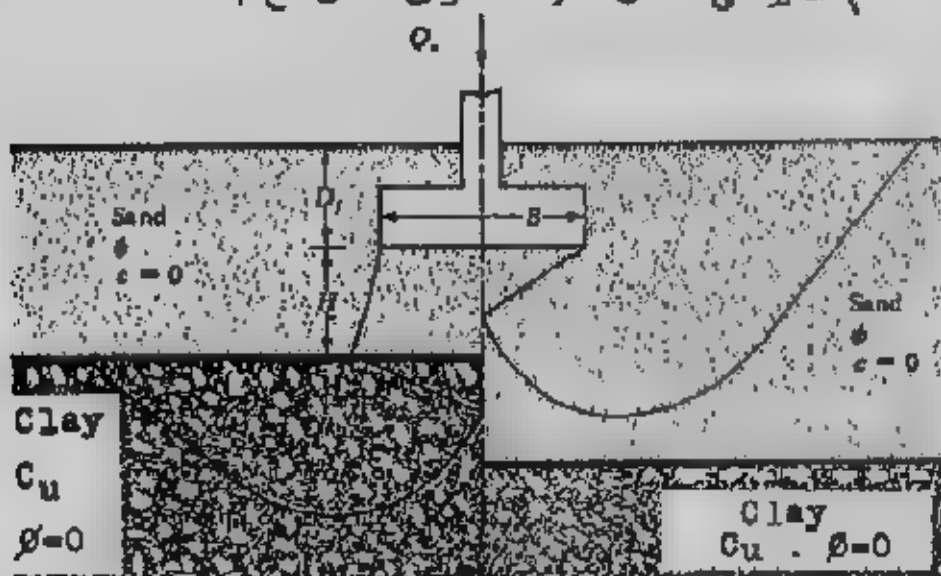
وتعين N_γ ، N_q بواسطة ϕ من الجداول أو المنحنيات . وعندما تكون $\phi = 0$ تؤخذ $N_c = 5.14$ أما بالنسبة للأساس المستطيل :

$$q_u = \left(1 + 0.2 \frac{B}{L} \right) C_u N_c + \left(1 + \frac{B}{L} \right) \gamma H^2 \left(1 + \frac{2D_f}{H} \right) K_s \frac{\tan \phi}{B} + \gamma D_f \dots \dots \dots (2-50)$$

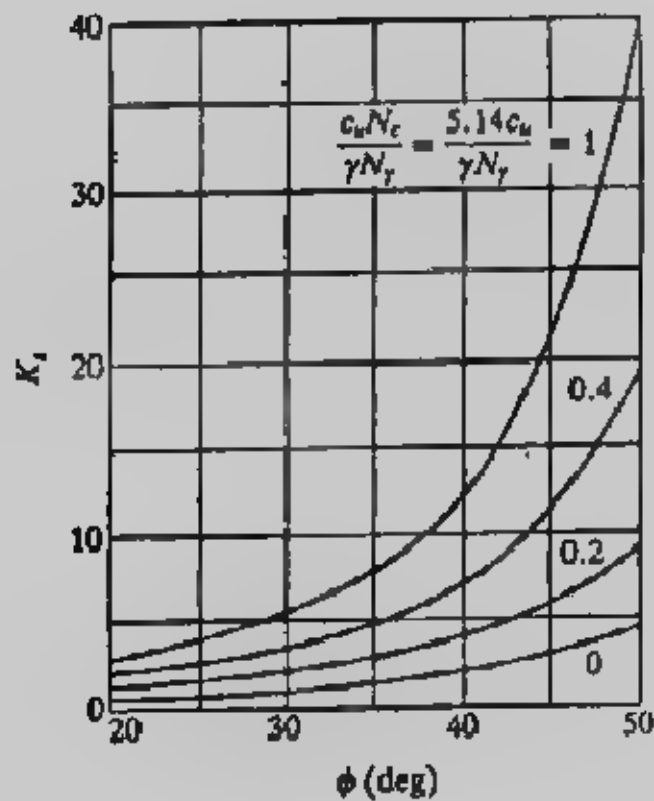
وبقيمة قصوى

$$q_u = \frac{1}{2} \left(1 - 0.4 \frac{B}{L} \right) \gamma B N_\gamma + \gamma D_f N_q \dots \dots \dots (2-51)$$

وبين شكل (٢-٢٢) التغير في معامل مقاومة اختراق القص مع ϕ .



شكل (٢-٢١) أساس متركز على رمل مدموك أسفله طين .



شكل (٢٧-٢) تغير K_s مع ϕ

Example (2-13):

Refer to Fig. (2-18) a foundation 1.5 m x 1 m is located at a depth (D_f) of 1 m in a clay. A soft clay layer is located at a depth (H) of 1 m measured from the bottom of the foundation Given:

For top clay layer :

Undrained shear strength = 120 kN/m²

Unit weight = 16.8 kN/m³

For bottom clay layer :

Undrained shear strength = 48 kN/m²

Unit weight = 16.2 kN/m³

Determine the gross allowable load for the foundation with a factor of safety of 4.

Solution :

Given : $C_{u(1)} = 120$ kN/m², $C_{u(2)} = 48$ kN/m². Since $C_{u(1)}/C_{u(2)} > 1$, Eq. 2-44 will apply, or :

$$q_u = \left[1 + (0.2) \left(\frac{B}{L} \right) \right] C_{u(2)} N_c + \left(1 + \frac{B}{L} \right) \left(\frac{2c_u H}{B} \right) + \gamma_f D_f$$

$$\leq \left[1 + (0.2) \left(\frac{B}{L} \right) \right] C_{u(1)} N_c + \gamma_f D_f$$

Where : $B = 1$ m

$L = 1.5$ m

$$D_f = 1 \text{ m}$$

$$H = 1 \text{ m}$$

$$N_c = 5.14$$

$$\gamma_1 = 16.8 \text{ kN/m}^3$$

From Fig (2-20) for $C_u(2)/C_u(1) = 48/120 = 0.4$, the value of $C_a/C_u(1) \approx 0.9$

$$\text{So : } C_a = (0.2)(120) = 108 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{So } q_u &= \left[1 + (0.2) \left(\frac{B}{L} \right) \right] C_{u(2)} N_c + \left(1 + \frac{B}{L} \right) \left(\frac{2C_a H}{B} \right) + \gamma_1 D_f \\ &= \left[1 + (0.2) \left(\frac{1}{1.5} \right) \right] (48)(5.14) + \left(1 + \frac{1}{1.5} \right) \left[\frac{(2)(108)(1)}{1} \right] + (16.8)(1) \\ &= 279.6 + 460 + 16.8 = 656.4 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Now check :

$$\begin{aligned} q_u &= \left[1 + (0.2) \left(\frac{B}{L} \right) \right] C_{u(2)} N_c + \gamma_1 D_f \\ &= \left[1 + (0.2) \left(\frac{1}{1.5} \right) \right] (120)(5.14) + (16.8)(1) \\ &= 699 + 16.8 = 715.8 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

So, $q_u = 656.4 \text{ kN/m}^2$ (that is, the smaller of the two values calculated above)

$$q_{all} = \frac{q_u}{FS} = \frac{656.4}{4} = 164.1 \text{ kN/m}^2$$

Total allowable load is

$$(q_{all})(1 \times 1.5) = 246.15 \text{ kN}$$

Example : 2-14

Refer to Fig. (2-21) Given :

For sand :

$$\gamma = 18.6 \text{ kN/m}^3$$

$$\phi = 40^\circ$$

For clay :

$$C_u = 19.15 \text{ kN/m}^2$$

For foundation :

$$B = 1 \text{ m} \quad L = 1.5 \text{ m} \quad D_f = 1 \text{ m} \quad H = 1.2 \text{ m}$$

Determine the gross ultimate bearing capacity of the foundation

Solution :

Since the foundation is rectangular, Eqs. 2-50 and 2-51 will apply

For $\phi = 40^\circ$, from Table (2-7) $N_\gamma = 109.41$.

$$\frac{C_u N_c}{\gamma N_\gamma} = \frac{19.15 \times 5.14}{18.6 \times 109.41} = 0.05$$

From Fig. (2-22) for $C_u N_c / \gamma N_\gamma = 0.05$ and $\phi = 40^\circ$, the value of $K_s \approx 3.1$

Using Eq. (2-50):

$$\begin{aligned}
q_u &= \left[1 + (0.2) \left(\frac{B}{L} \right) \right] C_v N_c + \left(1 + \frac{B}{L} \right) \gamma H^2 \left(1 + \frac{2D_f}{H} \right) K_s \frac{\tan \phi}{B} + \gamma D_f \\
&= \left[1 + (0.2) \left(\frac{1}{1.5} \right) \right] (19.15 \times 5.14) + \left(1 + \frac{1}{1.5} \right) (18.6 \times 1.2)^2 \\
&\quad \times \left[1 + \frac{(2 \times 1)}{1.2} \right] (3.1) \frac{\tan 40}{1} + (18.6 \times 1) \\
&= 111.56 + 309.8 + 18.6 = 439.96 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

Again, from Eq. 2-51 :

$$q_u = \frac{1}{2} \left[1 - (0.4) \left(\frac{B}{L} \right) \right] \gamma B N_q + \gamma D_f N_q$$

For $\phi = 40^\circ$, $N_q = 64.20$ (Table 2-7)

$$\begin{aligned}
\text{So : } q_u &= (0.5) \left[1 - (0.4) \left(\frac{1}{1.5} \right) \right] (18.6 \times 1 \times 109.41) + (18.6 \times 1 \times 64.20) \\
&= 746.18 + 1194.1 = 1940.3 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

Hence :

$$q_u = 439.96 \text{ kN/m}^2$$

أما بالنسبة للأساسات المرتكزة على طين متبوع برمل فتحسب قدرة التحمل بالطريقة الآتية والتي يمكن استخدامها أيضا للأساسات المرتكزة على رمل أسفله طين .
- تحسب القيمة H حيث :

$$H = 0.5 B \tan \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \dots \dots \dots (2-52)$$

وذلك باستخدام ϕ للتربة العلوية .

- إذا كانت $H > d_1$ في شكل (٢-٢٣) فتحسب q_{ult} كما يلي :

- توجد q_{ult} بأى معادلة من المعادلات المعروفة وباستخدام بيانات الطبقة العلوية .
- يفرض أن انهيار الاختراق المرتبط بمحيط القاعدة ووزن الأتربة q_1 والساج عن d_1 تحسب q_{ult} للطبقة السفلية باستخدام هذا المحيط ، ويمكن زيادة q_{ult} بإضافة احتكاك مقاومة القص على محيط الإحتراق .
- تقارن q_{ult} و q'_{ult} وتستخدم الأصغر قيمة .
- الخطوات السابقة يمكن ترجمتها للمعادلة الآتية :

$$q'_{ult} = q''_{ult} + \frac{pP_v K_s \tan \phi}{A_f} + \frac{pd_f c}{A_f} \leq q_{ult} \dots \dots \dots (2-53)$$

Where :

q_{ult} = bearing capacity of top layer from equations in Table (2-8).

q_{ult}'' = bearing capacity of lower layer computed as for q_{ult} but using

B = footing dimension, $\bar{q} = \gamma d_1$; c , ϕ of lower layer.

P = total perimeter for punching [may use $2(B + L)$ or $\pi \times \text{diam.}$]

P_v = total vertical pressure from footing base to lower soil computed as $\int_0^{d_1} \gamma h (dh) + \bar{q} d_1$.

K_s = lateral earth pressure coefficient which may range from

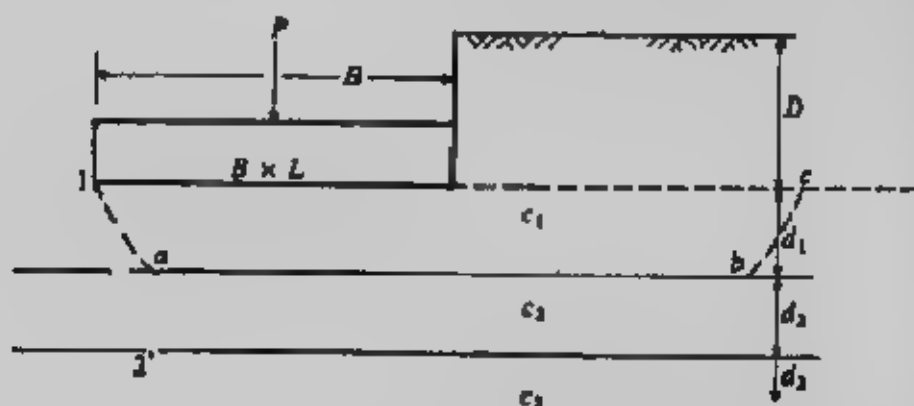
$\tan^2 = (45 + \phi/2)$ or use K_o .

$\tan \phi$ = coefficient of friction between $P_v K_s$ and perimeter shear zone wall.

$P d_1 c$ = cohesion on perimeter as a force.

A_f = area of footing (converts perimeter shear forces to a stress)

والمعادلة السابقة يمكن أن تطبق لجميع أنواع التربة.



شكل (٢-٢٣): الأساسات على طين متبوع برمل أو العكس.

ثالثا : الأساسات على تربة طبقية عامة (C- ϕ soil) :

هناك طرق متعددة لحساب قدرة التحمل على تربة طبقية عامة وأبسطها ما يقترح إيجاد

قيم C , ϕ المعدلة بالنحو الآتي :

* تحسب H' بالمعادلة :

$$H' = 0.5 B \tan (45 + \frac{\phi}{2}) \dots \dots \dots (2-56)$$

باستخدام ϕ للطبقة العليا .

* إذا كان $H' > d_1$ تحسب قيمة ϕ المعدلة كما يلي :

$$\phi' = \frac{d_1 \phi_1 + (H' - d_1) \phi_2}{H'} \dots \dots \dots (2-55)$$

تحسب C المعدلة بنفس الطريقة التي حسبت بها ϕ' للحصول على C' :

$$C' = \frac{d_1 c_1 + (H' - d_1) c_2}{H'} \dots \dots \dots (2-56)$$

* تستخدم أي معادلة في المعادلات المذكورة في أول هذا الباب لتحديد q_{ult} باستخدام ϕ' , c' .

• إذا كانت التربة الطرية أضعف أى C, ϕ أقل فوجب التأكد من :

$$q_{ult} = 4c + \gamma D \quad (2-57)$$

وتصلح هذه الطريقة لأى امتداد من الطبقات المتوالية، ويوجد حل آخر للتربة الطرية العامة المكونة من طبقات رقيقة بأخذ C, ϕ المتوسطة لهذه الطبقات ثم استخدام أحد المعادلات المذكورة فى هذا الباب :

$$C_{av} = \frac{C_1 H_1 + C_2 H_2 + C_3 H_3 + \dots + C_n H_n}{SH_i} \quad (2-58)$$

$$\phi_{av} = \tan^{-1} \frac{H_1 \tan \phi_1 + H_2 \tan \phi_2 + \dots + H_n \tan \phi_n}{SH_i} \quad (2-59)$$

where C_i = cohesion in stratum of thickness H_i ; c may be 0

ϕ_i = angle of internal friction in stratum of thickness H_i ; ϕ may be zero

رابعاً : طريقة تقريبية لحساب قدرة التحمل للتربة الطرية :

إذا كانت الطبقات السفلية ذات مقاومة مساوية أو أعلى من مقاومة الطبقة السطحية التى يتركز عليها الأساس فلا يلزم دراسة تحمل الطبقات السفلية حيث أن جزءاً صغيراً من حمل الأساس سوف ينتقل إلى تلك الطبقات وسوف يكون من السهل لها أن تتحمل هذا الجزء الواصل إليها.

أما إذا كانت الطبقات السفلية ذات تحمل أقل أو أضعف فيتم اتباع الآتى :

• يوزع حمل الأساس بأى طريقة من طرق حساب الإجهاد الرأسى وأبسطها طريقة ٢ : ١

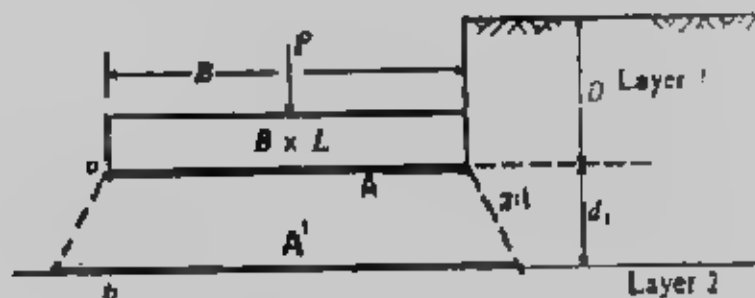
وتعين مساحة التحميل عند سطح الطبقة السفلية وليكن A' شكل (٢-٢٤).

• تحسب q_{ult} للطبقة السفلية على اعتبار الحمل الواصل إليها على مساحة A' وبأى طريقة من

طرق الحساب المذكورة بهذا الباب ومنها :

$$q_{a. net} = \frac{q_{ult} - \gamma D}{FS} = \Delta \delta \quad (2-60)$$

• تحسب القيمة المسموح بها عند مفسوب التأسيس من العلاقة :



(٢-٢٤) : توزيع الأحمال

$$q_a = \Delta \delta \frac{A'}{A} \dots \dots \dots (2-61)$$

* تعتبر أقل قيمة ناتجة من المعادلات السابقة هي قدرة التحمل المسموح بها.

قدرة تحمل الأساسات على المنحدرات :

Bearing Capacity of Footing on Slopes :

تقل قدرة التحمل حينما تنفذ الأساسات على منحدرات أو قريبا وتتناقص قدرة التحمل كلما زاد ميل هذا الإتحدار وهذا التأثير يكون أكبر في حالة التربة غير المتماسكة، وتحسب قدرة التحمل القصوى لأساسات شريطية Strip footings معرضة لحمل رأسى مركزى على منحدر أو قريبا منه، شكل (٢-٢٥) بالخطوات الآتية :

- تحدد نقطة e على المنحدر، وحيث أن خط الإتحدار يمثل مستوى أساسى Principal plane فإن الزاوية α تساوى $(45 - \phi/2)$

- يحدد معامل قدرة التحمل المنخفض N'_c من :

$$N'_c = N_c \frac{L_1}{L_0} \dots \dots \dots (2-62)$$

حيث : L_1 = طول خط الإنزلاق ade فى شكل (٢-٢٥) ،

L_0 = طول خط الإنزلاق ade فى شكل (٢-٢٧)

- يحسب معامل قدرة التحمل المخفض N'_q من :

$$N'_q = N_q \frac{A'}{A} \dots \dots \dots (2-63)$$

حيث : A_1 : مساحة الجزء gfe فى شكل (٢-٢٥) (أ) ،

A_0 : أو مساحة الجزء hgfE فى شكل (٢-٢٥) (ب)

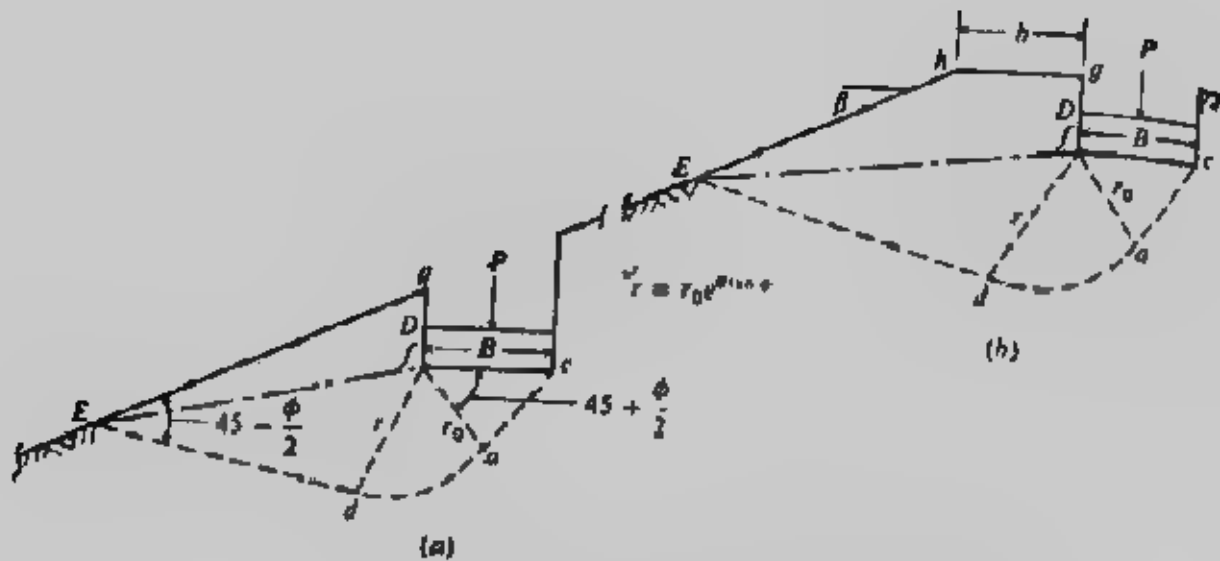
A_0 : مساحة الجزء ecnm فى شكل (٢-٢٧)

- تؤخذ N_γ دون تغيير من جداول معادلة هازن . حيث أن قيمة N_γ لا تتأثر حيث أنها ترتبط بجزء الاختراق fca .

- تحسب قدرة التحمل باستخدام N'_c ، N'_q ، N_γ فى معادلة هازن :

$$q_{ult} = cN'_c S_{d_1} i_1 + \bar{q} N'_q S_{d_2} i_2 + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma d_1 i_3$$

ولقد قدم بالأسى جداول (٢-) لتعيين N'_c ، N'_q مباشرة بدلالة عرض الأساس وبعده عن المنحدر ومنسوب التأسيس وزاوية الاحتكاك الداخلى وزاوية ميل المنحدر .



شكل (٢ ٢٥) الأساسات على الميول أو بجوارها.

ولتعيين قدرة التحمل لأساس غير شريطي على منحدر أو قريب منه نستخدم العلاقة الآتية :

q_{ult} لأساس شريطي على سطح أفقي q_{ult} لأساس شريطي على سطح منحدر

q_{ult} لأساس غير شريطي على سطح أفقي q_{ult} لأساس غير شريطي على سطح منحدر

كما يجب التأكد من ثبات الميول تحت تأثير الأساسات على المنحدرات أو قريبا منها :

Example (2-15):

Given : A strip footing near the edge of a slope. The angle of internal friction is obtained from interpretation of the reference figure of ϕ versus confining pressure.

Slope = 1 on 2 ($\beta = 26.5^\circ$) and "compact sand"

$$\phi_t = 36^\circ$$

$$c = 0$$

$$\gamma = 14.85 \text{ kN/m}^3$$

Case I : $b/B = 0.75$, $D/B = 1.50$

Case II : $b/B = 1.50$, $D/B = 0.0$

Required : q_{ult}

Solution : Case 1 :

(a) By cited method,
$$q_{ult} = cN_c + \frac{1}{2}\gamma BN_{\gamma q}$$

and $N_{\gamma q} \approx 120$

$$q_{ult} = \frac{1}{2} (14.86)(120) B = 891B$$

(b) Using the Hansen N_{γ} . Do not adjust ϕ_{tr} to ϕ_{ps} . For strip footing

$$S_q = S_c = S_{\gamma} = d_{\gamma} = 1.0$$

$$D = 1.5B$$

$$q_{ult} = \gamma D N_q + \frac{1}{2} B N_\gamma$$

$N'_q = 27$ (obtained and not direct linear interpolation)

$N_\gamma = 38$ (direct computation of Hansen value)

$$q_{ult} = \bar{q} N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$$

$$= 14.85 (1.5B)(27) + \frac{1}{2} (14.85) B(38)$$

$$= 601 B + 282B = 883B < 891B$$

Case II For a footing on the surface ($D/B = 0$) and at 1.5B from the edge of slope ($b/B = 1.5$). Experimentally.

$$q_{ult} = \frac{1}{2} (14.85)(B)(35) = 260B \text{ kpa}$$

By Bowles, $q = 0$ and $N_\gamma = 38$ (computed)

$$q_{ult} = \frac{1}{2} (14.85)(B)(38) = 282B \text{ kpa}$$

The largest difference is obtained at $D/B = 0$ and $b/B = 0$. These experimental results will be greatly influenced by lack of confinement at $D/B = 0$ and produce results which are different from theory. Note, however, no one would place a footing at $D/B = 0$ on sand.

جدول (٢-١٤): معاملات قدرة التحمل للأساسات على الميول أو القريبة منها (Bowles)

	$D/B = 0$					$D/B = 0.75$					$D/B = 1.50$				
	$b/B = 0$	10	20	30	40	0	10	20	30	40	0	10	20	30	40
β															
0	$N_q =$ $N'_q =$	5.14 1.03	5.17 2.47	14.85 6.40	26.14 18.40	74.31 64.30	5.14 1.03	5.15 2.47	14.85 6.40	26.14 18.40	74.31 64.30	5.14 1.03	5.15 2.47	14.85 6.40	26.14 18.40
10		8.99 2.03	9.40 2.47	12.37 6.80	26.85 18.40	64.43 64.30	8.14 2.03	8.33 2.47	14.85 6.40	26.14 18.40	74.31 64.30	8.14 2.03	8.33 2.47	14.85 6.40	26.14 18.40
20		4.43 1.03	7.28 2.47	12.37 6.80	23.78 18.40	55.01 64.30	4.14 0.94	6.33 1.90	14.85 6.11	26.14 9.34	66.61 58.21	4.14 0.94	6.33 2.47	14.85 6.40	26.14 18.40
25		4.51 1.03	7.03 2.47	11.43 6.80	23.36 18.40	50.80 64.30	4.14 0.94	6.33 1.90	14.85 6.11	26.14 9.34	62.10 58.21	4.14 0.94	6.33 2.47	14.85 6.40	26.14 18.40
30		4.36 1.03	6.72 2.47	11.28 6.80	23.23 18.40	48.28 64.30	4.14 0.94	6.33 1.90	14.85 6.11	26.14 9.34	57.76 58.21	4.14 0.94	6.33 2.47	14.85 6.40	26.14 18.40
40		4.43 1.03	6.33 2.47	6.73 6.40	14.34 18.40	38.54 64.30	4.36 0.94	6.33 1.90	14.85 6.11	26.14 9.34	54.04 58.21	4.14 0.94	6.33 2.47	14.85 6.40	26.14 18.40
	$D/B = 0$					$D/B = 0.75$					$D/B = 1.50$				
	$b/B = 0$	10	20	30	40	0	10	20	30	40	0	10	20	30	40
10		5.14 2.03	5.33 2.47	14.34 6.40	26.02 18.40	66.90 64.30	5.14 1.03	5.15 2.46	14.85 6.34	26.14 18.47	74.31 64.31	5.14 1.03	5.15 2.47	14.85 6.40	26.14 18.40
20		5.14 1.03	5.33 2.47	12.98 6.40	26.19 18.40	59.33 64.30	5.14 1.03	5.33 2.47	14.85 6.04	26.14 14.36	74.31 64.31	5.14 1.03	5.33 2.47	14.85 6.40	26.14 18.40
25		5.34 1.03	5.29 2.47	12.84 6.40	25.36 18.40	56.11 64.30	5.14 1.03	5.33 2.47	14.85 6.23	26.14 14.36	74.31 64.31	5.14 1.03	5.33 2.47	14.85 6.40	26.14 18.40
30		5.14 1.03	5.27 2.47	12.49 6.40	24.37 18.40	53.14 64.30	5.14 1.03	5.33 2.47	14.85 6.40	26.14 14.36	74.31 64.31	5.14 1.03	5.33 2.47	14.85 6.40	26.14 18.40
40		5.14 1.03	5.28 2.47	12.77 6.40	25.43 18.40	58.44 64.30	5.14 1.03	5.33 2.47	14.85 6.14	26.14 14.36	74.31 64.31	5.14 1.03	5.33 2.47	14.85 6.40	26.14 18.40
	$D/B = 0$					$D/B = 0.75$					$D/B = 1.50$				
	$b/B = 0$	10	20	30	40	0	10	20	30	40	0	10	20	30	40
10		5.14 1.03	5.33 2.47	14.34 6.40	26.02 18.40	66.90 64.30	5.14 1.03	5.33 2.47	14.85 6.01	26.14 18.39	74.31 64.31	5.14 1.03	5.33 2.47	14.85 6.40	26.14 18.40
20		5.14 1.03	5.33 2.47	14.34 6.40	26.02 18.40	66.90 64.30	5.14 1.03	5.33 2.47	14.85 6.01	26.14 18.39	74.31 64.31	5.14 1.03	5.33 2.47	14.85 6.40	26.14 18.40
25		5.14 1.03	5.33 2.47	14.34 6.40	26.02 18.40	66.90 64.30	5.14 1.03	5.33 2.47	14.85 6.01	26.14 18.39	74.31 64.31	5.14 1.03	5.33 2.47	14.85 6.40	26.14 18.40
30		5.14 1.03	5.33 2.47	14.34 6.40	26.02 18.40	66.90 64.30	5.14 1.03	5.33 2.47	14.85 6.01	26.14 18.39	74.31 64.31	5.14 1.03	5.33 2.47	14.85 6.40	26.14 18.40
40		5.14 1.03	5.33 2.47	14.34 6.40	26.02 18.40	66.90 64.30	5.14 1.03	5.33 2.47	14.85 6.01	26.14 18.39	74.31 64.31	5.14 1.03	5.33 2.47	14.85 6.40	26.14 18.40

قدرة التحمل من اختبار الاختراق القياسي : Bearing Capacity from SPT

اختبار الاختراق القياسي من الاختبارات الهامة التي تجرى في الموقع أثناء تنفيذ الجسات ولذلك فمن الأهمية تعيين قدرة التحمل من نتائج هذا الاختبار على اعتبار حدوث هبوط مقداره ٢٥ مم :

$$\text{For } B \leq 1.2 \text{ m } q_{\text{net all}} = 11.98 N \text{ kN/m}^2 \dots\dots\dots (2-64)$$

$$\text{For } B > 1.2 \text{ m } : q_{\text{net.all}} = 7.88 N \left(\frac{3.28B+1}{3.28B} \right)^2 \text{ kN/m}^2 \dots\dots\dots (2-65)$$

N = corrected standard penetration number

ويقترح بولس Bowles زيادة قدرة التحمل الصافية المسموح بها بمقدار لا يقل عن ٥٠٪ لتصبح القيم المعدلة على النحو الآتي :

$$\text{For } B \leq 1.2 \text{ m } : q_{\text{net all}} = 19.16 N F_d \left(\frac{S}{25.4} \right) \text{ kN/m}^2 \dots\dots\dots (2-66)$$

$$\text{For } B > 1.2 \text{ m } : q_{\text{net all}} = 11.98 N \left(\frac{3.28B+1}{3.25B} \right)^2 F_d \left(\frac{S}{25.4} \right) \text{ kN/m}^2 \dots\dots\dots (2-67)$$

$$F_d - \text{depth factor} = \left(1 + 0.33 \frac{D_f}{B} \right) \leq 1.33$$

ويمكن حساب قدرة التحمل الصافية المسموح بها من الأشكال (٢-٢٦ أ، ب، ج) كما

يمكن حساب قدرة التحمل المسموح بها من :

$$\text{For } B \leq 1.2 \text{ m } q_{\text{all}} = \frac{N}{0.05} F_d \text{ kN/m}^2 \dots\dots\dots (2-68)$$

$$\text{For } B > 1.2 \text{ m } : q_{\text{all}} = \frac{N}{0.08} \left(\frac{B+0.3}{B} \right)^2 F_d \text{ kN/m}^2 \dots\dots\dots (2-69)$$

وفي حالة الحساب لهبوط يختلف عن ٢٥ مم تستخدم :

$$q_{\text{all}} - \frac{S}{25} q_{\text{all}} \dots\dots\dots (2-70)$$

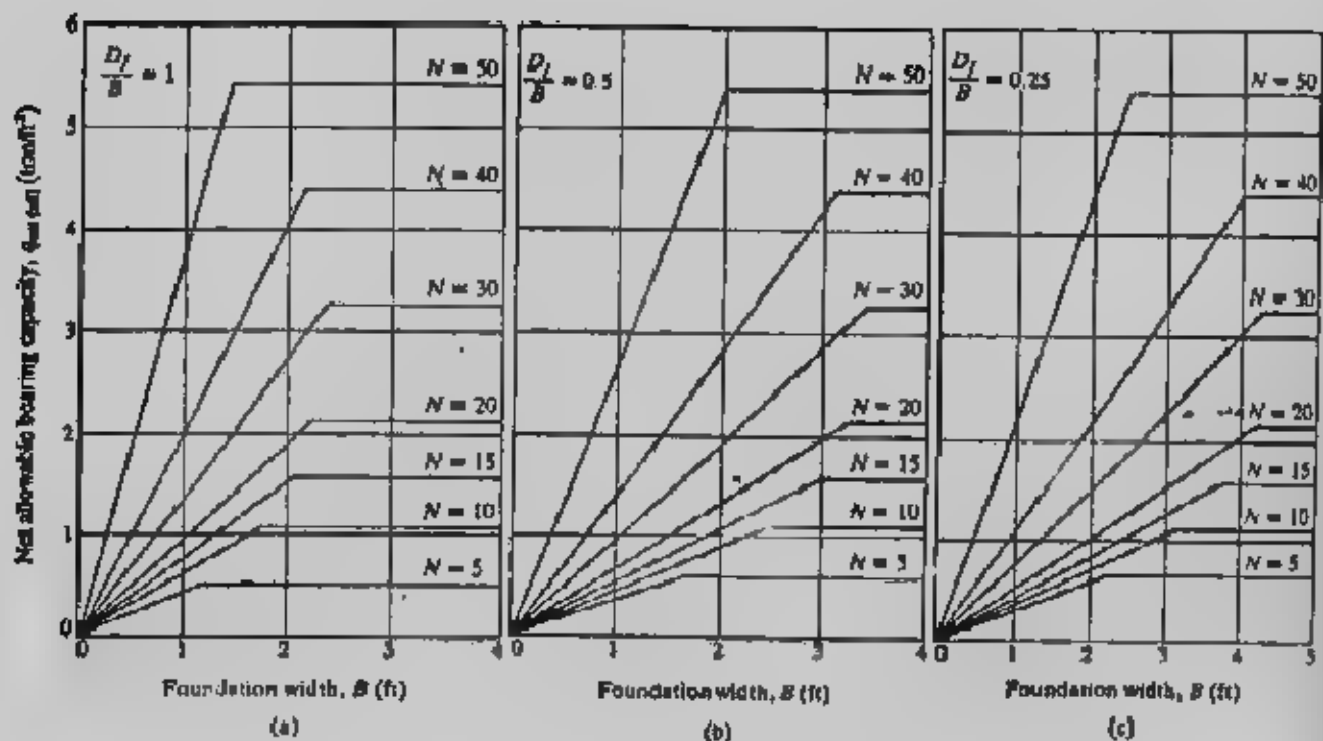
S = Settlement in mm.

كما يمكن تعيين N من المعادلات في شكل ٢-٢٧ طبقاً لقيم B ، كما يجب ملاحظة أن

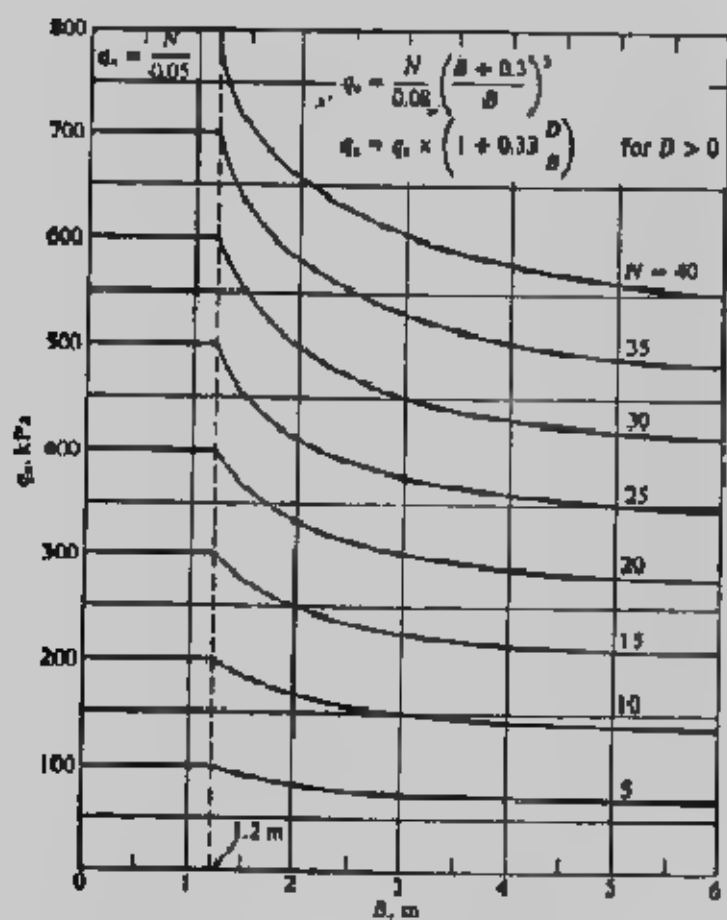
N المستخدمة في العلاقات السابقة وفي المعادلات هي N بعد إجراء التصحيحات اللازمة.

كما قدم باري Parry معادلة عامة :

$$q_{\text{ult}} = 30 N \text{ kN/m}^2 (D \leq B) \dots\dots\dots (2-71)$$



شكل (٢-٢٦): تعيين قدرة التحمل الصافية الآمن من N



شكل (٢-٢٧): قدرة التحمل المسموح بها لهبوط أقصى ٢٥ مم

قدرة التحمل من اختبار الاختراق بالمخروط :

Bearing Capacity from CPT

أما إذا أجرى اختبار الاختراق بالمخروط في الموقع فإنه يمكن تقدير قدرة التحمل من

نتيجة هذا الاختبار q_u :

للترربة الغير متماسكة وبشرط $D/B \leq 1.5$

$$q_{ult} = 28 + 0.0052 (300 - q_c)^{1.5} \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots (2-72)$$

$$q_{ult} = 48 + 0.009 (300 - q_c)^{1.5} \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots (2-73)$$

وللتربة الطينية :

$$q_{ult} = 2 + 0.28 q_c \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots (2-74)$$

$$q_{ult} = 5 + 0.34 q_c \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots (2-75)$$

كما يمكن تعيين قدرة التحمل الامنة الصافية من :

$$\text{For } B \leq 1.2 \text{ m, } q_{net \text{ all}} = \frac{q_c}{15} \dots\dots\dots (2-76)$$

$$\text{For } B > 1.2 \text{ m, } q_{net \text{ all}} = \frac{q_c}{25} \left(\frac{3.28 B + 1}{3.28 B} \right)^2 \dots\dots\dots (2-77)$$

وذلك لقيم هبوط مقدارها $S = 25.4 \text{ mm}$

كما يمكن تعيين قدرة التحمل المسموح بها من :

للقواعد المربعة والشريطية وحينما يكون $B \leq 1.2 \text{ m}$

$$q_{all} = 3.6 q_c \text{ kN/m}^2 \approx \frac{q_c}{30} \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots (2-78)$$

للقواعد المربعة والشريطية وحينما يكون $B > 1.2 \text{ m}$

$$q_{all} = 2.1 q_c \left(1 + \frac{1}{B} \right)^2 \text{ kN/m}^2 \approx \frac{q_c}{50} \left(1 + \frac{1}{B} \right)^2 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots (2-79)$$

وبصفة عامة :

$$q_{all} = 2.7 q_c \text{ kN/m}^2 \approx \frac{q_c}{40} \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots (2-80)$$

كما يمكن إيجاد N من q_c :

$$N = \frac{q_c}{4} \dots\dots\dots (2-81)$$

ومن N يمكن تعيين قدرة التحمل بأى من الطرق المذكورة سابقاً. ويجب ملاحظة أن القيم السابقة تخضع للنصف إذا كان الرمل المتأثر بالأساس مغموراً، وتضاعف في حالة أساس اللبشة أو الدعامات.

تعيين قدرة التحمل من اختبار التحميل الموقعى : Field Load Test :

قدرة التحمل القصوى وكذلك قدرة التحمل الأمنة للهبوط يمكن تعيينهما من اختبار تحميل موقعى يسمى التحميل باللوح Plate Load Test ويفضل إجراء هذا الاختبار فى الموقع وعند منسوب التأسيس المقترح فى حالة تجانس التربة وعند كل طبقة حتى عمق يساوى ضعف عرض الأساس المقترح أسفل منسوب التأسيس إذا كانت التربة متعددة الطبقات وفى هذا الاختبار يستخدم لوح من الصلب ثخافته ٢٥ مم وبقطر أو طول ضلع يتراوح بين ١٥ إلى ٧٥ سم. وإن كان أشهر لوح مستخدم هو ٣٠,٥ × ٣٠,٥ سم (مربع الشكل).

وعند تنفيذ الاختبار يتم الحفر إلى عمق التأسيس أو إلى عمق لا يقل عن أربع أمثال عرض أو قطر اللوح ثم يوضع اللوح فى مركز الحفرة ويتم تحميله على مراحل تعادل ٤/١ إلى ٥/١ الحمل الأقصى المحسوب باستخدام رافعة هيدروليكية شكل (٢-٢٨)، ولكل مرحلة تحميل يسجل الهبوط باستخدام مقياس الانفعال Dial gauge وتؤثر كل مرحلة تحميل فترة لا تقل عن ساعة واحدة قبل التأثير بالحمل التالى. ويستمر التحميل للوصول إلى مرحلة الإنهيار أو حدوث هبوط مقدار ٢٥ مم. وتعمل العلاقة بين الأحمال والهبوط ومنها يتم الحصول على أقصى حمل لوحدة المساحة من اللوح وهو الذى يحدث عنده تغير كبير فى ميل المنحنى بمقياس لوغارىتمى شكل (٢-٢٨).

ومن نتائج هذا الاختبار يمكن تعيين قدرة التحمل القصوى وفقاً لنوع التربة :

بالنسبة للتربة المتماسكة :

$$q_u(F) = q_u(p) \dots \dots \dots (2-82)$$

بالنسبة للتربة الغير متماسكة :

$$q_u(F) = q_u(P) \frac{B_F}{B_p} \dots \dots \dots (2-83)$$

where : B_F = width of the foundation

B_p = width of the test plate

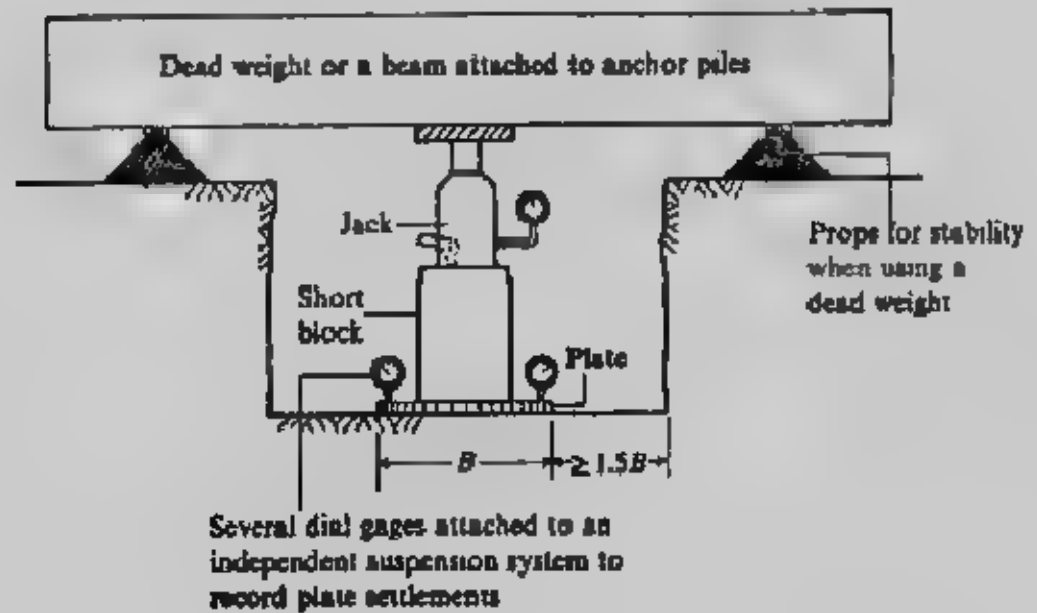
$q_u(F)$ = ultimate bearing capacity of proposed foundation.

$q_u(P)$ = ultimate bearing capacity of the test plate.

واللحصول على قدرة التحمل المسموح بها باعتبار الهبوط فى الحساب تستخدم المعادلات الآتية :

$$S_F = S_P \frac{B_F}{B_P} \text{ (for clayey soil) } \dots \dots \dots (2-84)$$

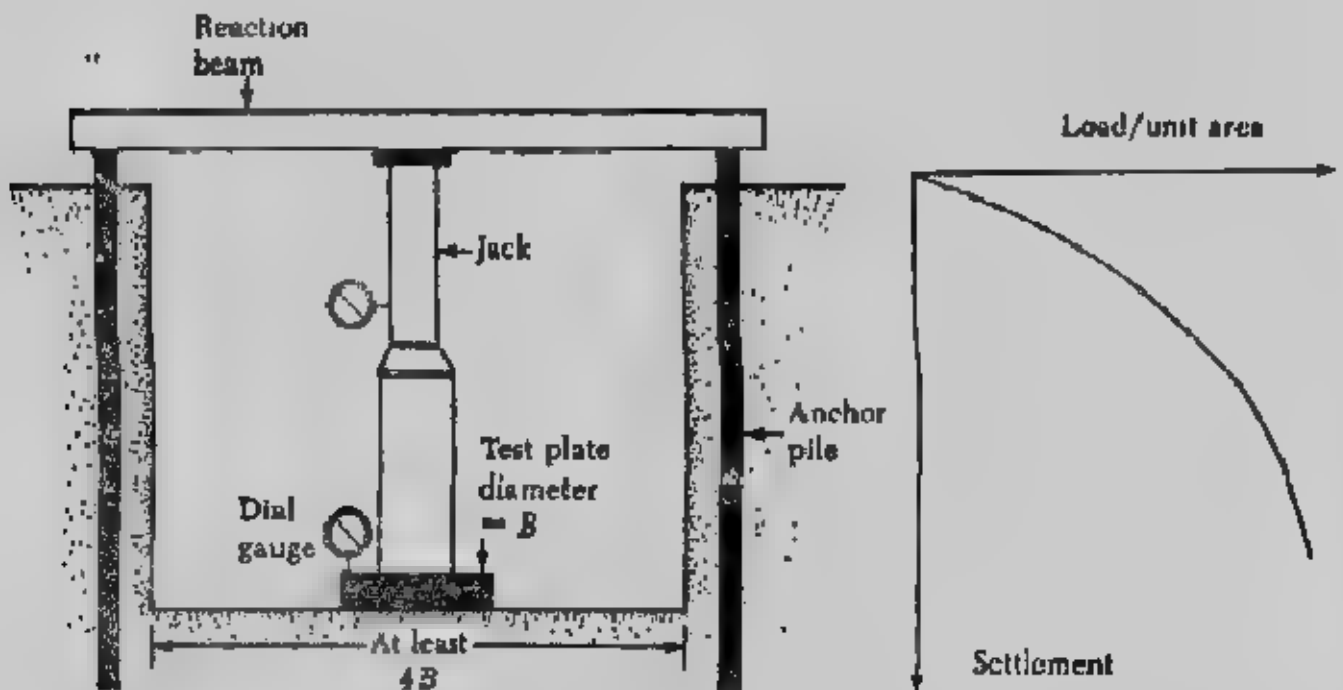
$$S_F = S_P \left(\frac{B_F}{B_P} \right)^2 \left(\frac{3.28 B_P + 1}{3.28 B_F + 1} \right)^2 \text{ (for sandy soil) } \dots \dots (2-85)$$



١- اختبار التحميل بإجمال

ب- اختبار التحميل بخوازيق

ج- علاقة الهبوط بالحمل



شكل (٢-٨) اختبار التحميل الموقعي

ويمكن حساب قدرة التحمل باعتبار الهبوط في الحساب بتنفيذ اختبار التحميل على لوحين معردين أبعادهما B_1 ، B_2 ويتم الحصول على أقصى حمل لكل منهما Q_1 ، Q_2 ونجد أن :

$$Q_1 = A_1 m + P_1 n \dots\dots\dots (2-86)$$

$$Q_2 = A_2 m + P_2 n \dots\dots\dots (2-87)$$

where A_1, A_2 – areas of the plates No. 1 and No.2, respectively

P_1, P_2 – perimeters of the plates No. 1 and No.2, respectively.

m, n = two constants that correspond to the bearing pressure and perimeter shear, respectively

وقيم m, n تعينان بحل المعادلتين السابقتين ولأى أساس في هذا الموقع يكون :

$$Q_0 = A m + P n \dots\dots\dots (2-88)$$

where A = area of the foundation

P = perimeter of the foundation

ومن هذه المعادلة يمكن تعيين عرض الأساس من مساحته :

Example 2-16 :

The results of a plate load test in a sandy soil are shown in Fig. (2-29). The size of the plate is 0.305 m x 0.305 m. Determine the size of a square column foundation that should carry a load of 2500 kN with a maximum settlement of 25 mm.

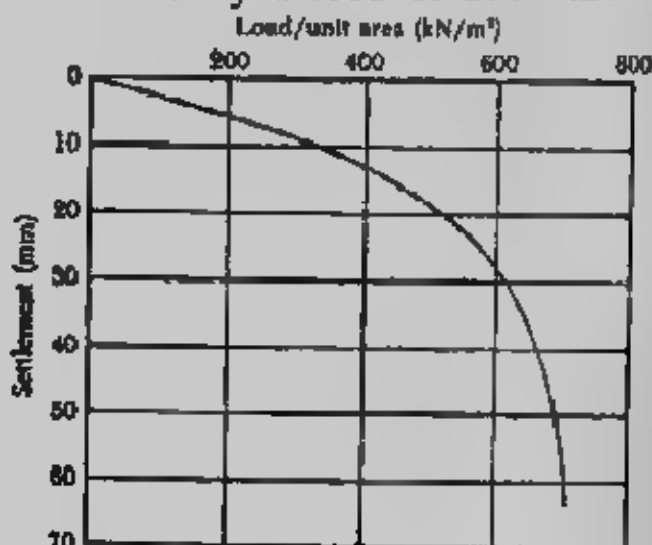


Fig. (2-29)

Solution :

The problem has to be solved by a trial and error procedure. Use the following table and Eq (2-85).

Q_0 (kN) (1)	Assume width B_f (m) (2)	$q_s = \frac{Q_0}{B_f^2}$ (kN/m ²) (3)	S_f corresponding to q_s in Col. 3 (mm) (4)	S_f from Eq. (3.116) (mm) (5)
2500	4.0	156.25	4.0	19.80
2500	3.0	277.80	8.0	26.35
2500	3.2	244.10	5.8	22.70
2500	3.1*	260.10	7.2	23.86

* So, a column footing with dimensions of 3.1 m x 3.1 m will be appropriate.

* So, a column footing with dimensions of 3.1 m x 3.1 m will be appropriate.

Example 2-17 :

The results of two plate load tests are given in the following table

Plate diameter, B (m)	Total load, Q (kN)	Settlement (mm)
0.305	32.2	20
0.610	71.8	20

A square column foundation has to be constructed to carry a total load of 715 kN. The tolerable settlement is 20 mm. Determine the size of the foundation.

Solution :

Referring to Eqs. (2-86) and (2-87)

$$32.2 = \frac{\pi}{4} (0.305)^2 m + \pi (0.305) n \quad \dots \dots \dots (a)$$

$$71.8 = \frac{\pi}{4} (0.610)^2 m + \pi (0.610) n \quad \dots \dots \dots (b)$$

From the preceding two equations,

$$m = 50.68 \text{ kN/m}^2$$

$$n = 29.75 \text{ kN/m}$$

for the foundation to be designed

$$Q_o = A_m + P_n$$

or $Q_o = B_f^2 m + 4 B_f n$

Given . $Q_o = 715 \text{ kN}$. So,

$$715 = B_f^2 (50.68) + 4 B_f (29.75)$$

or $50.68 B_f^2 + 119 B_f - 715 = 0$

From the above equation, $B_f \approx 2.8 \text{ m}$

Example 2-18 :

A footing 3 m x 3 m is existing over a sandy soil. The maximum settlement allowed is 15 cm. Two load tests are made of the site, one with a 1 m x 1 m test plate and the other with a 2.0 m x 2.0 m plate. For 1.5 cm settlements, the corresponding loads for the two tests were found to be 10 tonnes and 30 tonnes respectively. Calculate the bearing capacity of the soil. What load the 5m x 5 m footing shall be able to carry on the same soil?

Solution : Following equation has been given by Housel to determine bearing capacity of the soil

$$W = Ap = Am + Pn$$

where : $W = \text{total load in kg.}$

$A = \text{area in m}^2.$

$Po = \text{perimeter in metres.}$

$p = \text{bearing capacity in kg/m}^2.$

m = comp. stress on soil in column directly below the foundation in kg/m^2 .

n = perimeter shear in kg/m

For 1 m x 1 m test plate

$$A = 1 \times 1 = 1 \text{ m}^2$$

$$P = 4 \times 1 = 4 \text{ m}$$

$$W = Am + Pn \text{ or } 10,000 = x + 4y \dots\dots\dots(1)$$

For 2.0 m x 2.0 m test plate

$$A = 2.0 \times 2.0 = 4.0 \text{ m}^2$$

$$P = 4 \times 2.0 = 8.0 \text{ m}$$

Taking 2nd case

$$30,000 = 4m + 8n$$

Solving for m and n (2)

$$\text{and } 20,000 = 2m + 8n$$

For which, we get $m = 5000$ and $n = 1250$

Now for 5 m x 5 m footing

$$A = 5 \times 5 = 25 \text{ m}^2$$

$$\text{and } P = 4 \times 5 = 20 \text{ m}$$

Now, we have $AP = Ax + Py$

$$\begin{aligned} \text{or } P &= m + \frac{P}{A} n \\ &= 5000 + \frac{20}{25} \times 1250 \\ &= 5000 + 1000 = 6000 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

The maximum load which the footing of 5 m x 5 m size can take with a maximum settlement of 1.5 cm.

$$\begin{aligned} W &= p A = 6000 \times 5 \times 5 \\ &= 6 \times 25 = 150 \text{ tonnes.} \end{aligned}$$

Hence, bearing capacity of the soil is 6000 kg/m^2 and the given footing will be able to take 150 tonnes of load.

Example 2-19 :

A structure was built on a raft foundation. The raft rested at the ground surface on a stratum of uniform soft clay ($\phi = 0$) which extended to a depth of 50 m. If failure occurred at a uniformly distributed load of 25 tonnes sq. m, and size of the raft was 20m x 20m, calculate the average value of c for the clay.

Solution : From equation 2-6 bearing capacity for a square footing is given by

$$q = 1.3 c N_c + \gamma d N_q + 0.4 \gamma b N_\gamma$$

Since the foundation is at ground surface $d = 0$ and hence 2nd term of the equation will vanish.

Again for $\phi = 0$, bearing capacity factors $N_c = 5.70$, $N_q = 1.00$ and $N_\gamma = 0$ hence we are having above expression as $q = 1.3 c N_c$

Since at stress of 25 tonnes/m² failure occurred hence this may be taken as ultimate value of bearing capacity

$$\therefore 25 = 1.3 c \times 5.70$$

$$\therefore c = \frac{25}{5.7 \times 1.3} = 3.37 \text{ tonnes/m}^2$$

$$\therefore \text{Average value of cohesion for the clay} = 3.37 \text{ t/m}^2$$

Example 2-20 :

Size of an isolated footing is to be limited to 1.5 metres square. Calculate the depth at which the footing should be placed to take a load of 200 tonnes, with a factor of safety 3. The soil is having angle of internal friction $\phi = 30^\circ$.

Given : Weight of the footing 5% of the external load.

Weight of the soil 2.1 gm/c.c.

Bearing capacity factor for $\phi = 30$, $N_q = 22$ and $N_\gamma = 20$

Solution: The soil is sandy, therefore, it is assumed that there is no cohesion in the soil.

From equation (2-6) allowable bearing capacity of a square footing.

$$q_a = \frac{1}{F} [\gamma \cdot d (N_q - 1) + 0.4 \gamma_b N_\gamma] + \gamma \cdot d$$

$$\text{Now total load} = 200 + \frac{200 \times 5}{100} = 210 \text{ tonnes.}$$

$$\therefore \frac{210}{1.5 \times 1.5} = \frac{1}{3} [2.1 \times d (22-1) + 0.4 \times 2.1 \times 1.5 \times 20] + 2.1 \times d$$

$$= \frac{1}{3} [2.1 \times 21 \times d + 25.2] + 2.1 d$$

$$= [14.7 d + 8.4 + 2.1 d]$$

$$\text{or } 16.8 d = 93.4 - 8.4 = 85$$

$$d = \frac{85.0}{16.8} = 5.6 \text{ metres}$$

\therefore The footing will be placed at 5.6 metres below the ground level.

Example 2-21 :

A load test was made with a 35 cm square plate at a depth of one metre below the ground level in soil with $\phi = 0$. The watertable was located at of depth 5 metres below the ground level. Failure occurred at a load of 5200 kg. What would be the ultimate bearing capacity per unit area for a 1.6

metres wide continuous footing with its base located at the same depth in the same soil? Unit weight of soil was 1.9 gm/c.c. above watertable. For $\phi = 0$, $N_c = 5.7$ $N_q = 1$ and $N_\gamma = 0$.

Solution : For square footing ultimate bearing capacity

$$q_u = [1.3 cN_c + \gamma d N_q + 0.4 \gamma b. N_\gamma]$$

Taking the case of load test,

$$b = 0.35 \text{ m, } d = 1 \text{ and since } \phi = 0, N_\gamma = 0$$

and hence the term containing N_γ of the above equation will be zero.

$$q_u = 1.3 cN_c + \gamma d. N_q$$

$$\text{or } \frac{5200}{1000 \times 0.35 \times 0.35} = 5.7 \times 1.3c + 1.9$$

$$\text{or } \frac{5.2}{0.35 \times 0.35} = 5.7 \times 1.3c + 1.9$$

$$7.42c = 42.5 - 1.9 = 40.6$$

$$c = \frac{40.6}{7.42} = 5.47 \text{ tonnes/m}^2.$$

Now taking the case of continuous footing of width 1.6 m. Ultimate bearing capacity.

$$\begin{aligned} q_u &= cN_c - \gamma d N_q + \frac{1}{2} \gamma b. N_\gamma \\ &= 5.47 \times 5.7 + 1.9 \times 1 \times 1 + 0 \\ &= 31.2 + 1.9 = 33.1 \text{ tonnes/m}^2. \end{aligned}$$

Example 2-22 :

A 3.0 metres strip footing rests 2.5 metres below ground level over sandy clay having unit weight of 2250 kg/m^3 . Quick tests in a shear box apparatus gave shear strength of a 0.37 and 0.50 kg/cm^2 for normal stress of 0.75 and 1.5 kg/m^2 respectively. Find out the cohesion and angle of internal friction. From Terzaghi's formula calculate the ultimate load per metre run of the foundation.

Given that $N_c = 9$, $N_q = 3.5$ and $N_\gamma = 2$

Solution : We have the Coulomb equation $\tau = c + \sigma \tan \phi$. For first case of shear test.

$$0.37 = c + 0.75 \tan \phi \dots\dots\dots(i)$$

and for second case shear test

$$0.50 = c + 1.5 \tan \phi \dots\dots\dots(ii)$$

Solving Eqs. (i) and (ii) for ϕ and c

$$\tan \phi = 0.1733 \therefore \phi = 9.83^\circ \text{ and } c = 0.25 \text{ kg/cm}^2.$$

From Eq. (8.11) ultimate bearing capacity

$$\begin{aligned}
q_c &= cN_c + \frac{1}{2} d N_q + \frac{1}{2} \gamma b N_\gamma \\
&= \frac{0.25 \times 100 \times 100}{1000} \times 9 + \frac{2250}{1000} \times 2.5 \times 3.5 + \frac{1}{2} \\
&\quad \times \frac{2250}{1000} \times 3 \times 2 \\
&= 2.5 \times 9 + 2.25 \times 2.5 \times 3.5 + 2.25 \times 3 \\
&= 22.5 + 19.7 + 6.75 = 48.95 \text{ tonnes/m}^2.
\end{aligned}$$

Ultimate load per metre run of the foundation.

$$= 48.95 \times 3.0$$

$$= 146.85 \text{ tonnes per metre length.}$$

قيم إسترشادية لقدرة التحمل : Presumptive Bearing Capacity

كثير من الكودات والمواصفات العامة تقدم قيما لقدرة التحمل المسموح بها ليستعين بها المهندسون كقيم إرشادية أو تقديرية، وفي المباني الصغيرة أو المؤقتة قد تكون هذه القيم كافية. ولكن للمباني والمنشآت الكبيرة تكون هذه القيم إسترشادية وبذاتية فقط وذلك لأن هذه القيم لم تأخذ في الاعتبار تاريخ إجهاد التربة ووضع المياه الجوفية ومسروب التأسيس المحتمل.

ويبين جدول (٢-١٢) القيم التقديرية الإسترشادية لقدرة التحمل المسموح بها الواردة في الكود المصري الميكانيكا للتربة وتصميم الأساسات الصادر في سنة ١٩٩١. كما تبين جداول (٢-١٣)، (٢-١٤) القيم التقديرية لقدرة التحمل الواردة في بعض الكودات الأخرى.

جدول (٢-١٣) قيم إسترشادية لقدرة التحمل المسموح بها

Material*	N† (Standard Penetration Resistance)	kN/m²	kips/ft²	kg/cm²
Loose sand, dry	5-10	70-140	1.5-3	0.75-1.5
Firm sand, dry	11-20	150-300	3-6	1.5-3
Dense sand, dry	31-50	400-600	8-12	4-6
Loose sand, inundated	5-10	40-80	0.8-1.6	0.4-0.8
Firm sand, inundated	11-20	80-170	1.6-3.5	0.8-1.8
Dense sand, inundated	31-50	240+	5+	2.5+
Soft clay	2-4	30-60	0.6-1.2	0.3-0.6
Firm clay	5-8	70-120	1.5-2.5	0.8-1.2
Stiff clay	9-15	150-200	3-4.5	1.5-2.2
Hard clay	30+	400+	8+	4+
Loose mica silty sand, damp	5-10	120-200	2.5-4.5	1.2-2.0
Firm mica silty sand, damp	11-20	200-350	4.5-7.5	2.2-3.8
Badly fractured or partially weathered rock	50+	500-1200	10-25	5-12
Hard rock, occasional soft seams	RQD† = 50%	1500-5000	30-100	15-50
Massive hard rock	RQD† = 90%	10,000+	200+	100+

جدول (٢-١٢) قيم إسترشادية لقدرة التحمل المسو بها فى الكود المصرى.

نوع التربة	الوصف	قدرة التحمل كيلو نيوتن/م ^٢ (كجم/سم ^٢)	ملاحظات
تكوينات كريستالية من الصخور النارية والمتحولة	صخور سليمة	٥٠٠٠ - ١٠٠٠٠ (٥٠ - ١٠٠)	
صخور رقائقية متحولة	صخور سليمة	٢٠٠٠ - ٤٠٠٠ (٢٠ - ٤٠)	
صخور رسوبية (حجر طميى - حجر رملى - حجر جبرى)	صخور سليمة	١٠٠٠ - ٣٥٠٠ (١٠ - ٣٥)	
الصخور المعرضة للعوامل الجوية والخسوف الطينية	صخور رخوة	٥٠٠ - ١٠٠٠ (٥ - ١٠)	مالم تكن تتأثر بالماء
زلط - خليط من الزلط والرمل أو خليط من الزلط والرمال (١)	على الدمك متوسط الدمك سائب	٥٠٠ - ٧٠٠ (٥-٧) ٤٠٠ - ٦٠٠ (٤-٦) ٢٠٠ - ٤٠٠ (٢-٤)	عرض الأساس لا يقل عن ١,٠ متر
رمل خشن إلى متوسط أو رمل مع قليل من الزلط (١)	كثيف جدا متوسط إلى كثيف سائب	٢٠٠ - ٥٠٠ (٣-٥) ١٥٠ - ٣٠٠ (١,٥-٣) ١٠٠ - ٢٠٠ (١-٢)	
رمل ناعم إلى متوسط أو رمل متوسط إلى خشن طميى أو طينى (١)	كثيف جدا متوسط إلى كثيف سائب	٢٠٠ - ٤٠٠ (٢,٠-٤,٠) ١٥٠ - ٢٥٠ (١,٥-٢,٥) ١٠٠ - ١٥٠ (١,٠-١,٥)	عرض الأساس لا يقل عن ١,٠ متر
طميى غير عضوى أو طميى رملى		١٠٠ - ٢٠٠ (١-٢)	عمق التأسيس من ٠,٨ وإلى ١,٥ متر وأكثر
طين متجانس غير عضوى أو طين رملى أو طين طميى أو طميى طينى (٢)	صلد شديد التماسك متماسك متوسط التماسك ضعيف ضعيف جدا	٤٠٠ < (٤,٠ <) ٢٠٠ - ٤٠٠ (٢,٠ - ٤,٠) ١٠٠ - ٢٠٠ (١,٠ - ٢,٠) ٥٠ - ١٠٠ (٠,٥ - ١,٠) ٢٥ - ٥٠ (٠,٢٥ - ٠,٥) ٢٥ > (٠,٢٥ >)	هذه المجموعة عرضة للهبوط نتيجة التضاغط على المدى الطويل

(١) القيم الواردة فى هذا الجدول تسرى فى حالة التربة غير المغمورة وتؤخذ نصف هذه القيمة

فى حالة ما إذا كانت التربة مغمورة أسفل منسوب المياه الأرضية.

(٢) القيم الواردة فى هذا الجدول تسرى فى حالة التربة كاملة التشبع.

هبوط الأساسات السطحية : Settlement of shallow foundation

هبوط الأساسات يحدث نتيجة حدوث هبوط فى طبقات التربة أسفل منسوب التأسيس.

وهبوط طبقات التربة يحدث نتيجة زيادة الإجهادات عليها شكل (٢-٣١)، (٢-٣٢) وهبوط

الأساسات يجب أن يحسب بدقة عالية للمباني والكبارى والأبراج والمصانع والسدود، ولقد

جدول (٢-١٤) قيم قدرة التحمل مع هبوط لا يزيد عن ٥٠ مم.

(a) Strip foundations not exceeding 3 m wide, length not more than 10 times width, bearing on surface of rock

Rock group	Strength grade	Discontinuity spacing (mm)	Presumed allowable bearing value (kN/m ²)
Pure limestones and dolomites, carbonate sandstones of low porosity	Strong	60 to > 1000	> 12 500 ¹
		> 600	> 10 000 ²
	Moderately strong	200 to 600	7500 to 10 000
		60 to 200	3000 to 7500
	Moderately weak	600 to > 1000	> 5000 ¹
		200 to 600	3000 to 5000
		60 to 200	1000 to 3000
		> 600	> 1000 ¹
	Weak	200 to 600	750 to 1000
		60 to 200	250 to 750
	Very weak		1
Igneous, oolitic, and marly limestones; well-cemented sandstones; indurated carbonate mudstones; metamorphic rocks (including slates and schists with flat cleavage/foliation)	Strong	200 to > 1000	10 000 to > 12 500 ¹
		60 to 200	5000 to 10 000
	Moderately strong	600 to > 1000	8000 to > 10 000 ¹
		200 to 600	4000 to 8000
		60 to 200	1500 to 4000
		600 to > 1000	3000 to > 5000 ¹
	Moderately weak	200 to 600	1500 to 3000
		60 to 200	500 to 1500
		600 to > 1000	750 to > 1000 ¹
	Weak	< 200	1
	Very weak	All	1

(b) Foundations in non-cohesive soils at a minimum depth of 0.75 m below ground level

Description of soil	N-value in standard penetration test	Presumed bearing value (kN/m ² or kgf/cm ² × 100) for foundation of width		
		1 m	2 m	4 m
Very dense sands and gravels	> 50	600	500	400
Dense sands and gravels	30-50	350-600	300-500	250-400
Medium-dense sands and gravels	10-30	150-350	100-300	100-250
Loose sands and gravels	5-10	50-150	50-100	50-100

Notes. (1) Corrections to N-values to be applied to observed N-value before using this table

(2) The water table is assumed not to be close to base of foundation. If the water table is at the base of the foundation or within a depth equal to the width of the foundation then these presumed bearing values should be halved.

(c) Foundations in cohesive soils at a minimum depth of 1 m below ground level

Description	Cohesive strength (kN/m^2 or $\text{kgf/cm}^2 \times 100$)	Presumed bearing value (kN/m^2 or $\text{kgf/cm}^2 \times 100$) for foundation of width		
		1 m	2 m	4 m
Hard boulder clays, hard fissured clays (e.g. deeper London and Gault clays)	> 300	800	600	400
Very stiff boulder clay, very stiff 'blue' London Clay	150-300	400-800	300-500	150-250
Stiff fissured clays (e.g. stiff 'blue' and brown London clay), stiff weathered boulder clay	75-150	200-400	150-250	75-125
Firm normally consolidated clays (at depth), fluvo-glacial and lake clays, upper weathered 'brown' London clay	40-75	100-200	75-100	50-75
Soft normally consolidated alluvial clays (e.g. marine, river and estuarine clays)	20-40	50-100	25-50	Negligible

نعرضنا لموضوع الهبوط باختصار في الباب التاسع من كتابنا "ميكانيكا التربة"، وفي الفقرات القادمة سوف نعرض لهذا الموضوع بالتفصيل.

وعادة ما يحدث الهبوط نتيجة زيادة الأحمال الإستاتيكية أو الأحمال الحية على طبقات التربة، وكذلك عند انخفاض مستوى المياه الجوفية والذي يترتب عليه زيادة الإجهاد الفعال وبالتالي زيادة الإجهاد على التربة. كذلك يحدث الهبوط عند إحداث تغيير في الأحمال الفعال على طبقات التربة مثلما يحدث في أعمال المناجم والأنفاق. والهبوط ثلاثة أنواع هي الهبوط العوري (المرن) وهبوط التصلب والهبوط الثانوي. ويكون الهبوط الكلي هو مجموع الأنواع الثلاثة من الهبوط.

أ- الهبوط العوري (المرن) S_i : Immediate (Elastic) Settlement, S_i

الهبوط العوري أو المرن هو أثناء تنفيذ المبنى وينتهي بانتهاء تنفيذه أو فور الانتهاء من تنفيذه، توجد عدة طرق لحساب الهبوط المرن منها طريقة هار (Harr, 1966) التي تستخدم للأساسات المرنة، شكل (٢-٢٢) :

$$s_i = \frac{Bq_0}{E_s} (1 - \mu_s^2) \frac{\alpha}{2} \text{ (corner of the flexible foundation).....(2-89)}$$

$$s_i = \frac{Bq_0}{E_s} (1 - \mu_s^2) \alpha \text{ (center of the flexible foundation)(2-90)}$$

$$\text{where } \alpha = \frac{1}{\pi} \left[\ln \left(\frac{\sqrt{1+m^2} + m}{\sqrt{1+m^2} - m} \right) + m \ln \left(\frac{\sqrt{1+m^2} + 1}{\sqrt{1+m^2} - 1} \right) \right]$$

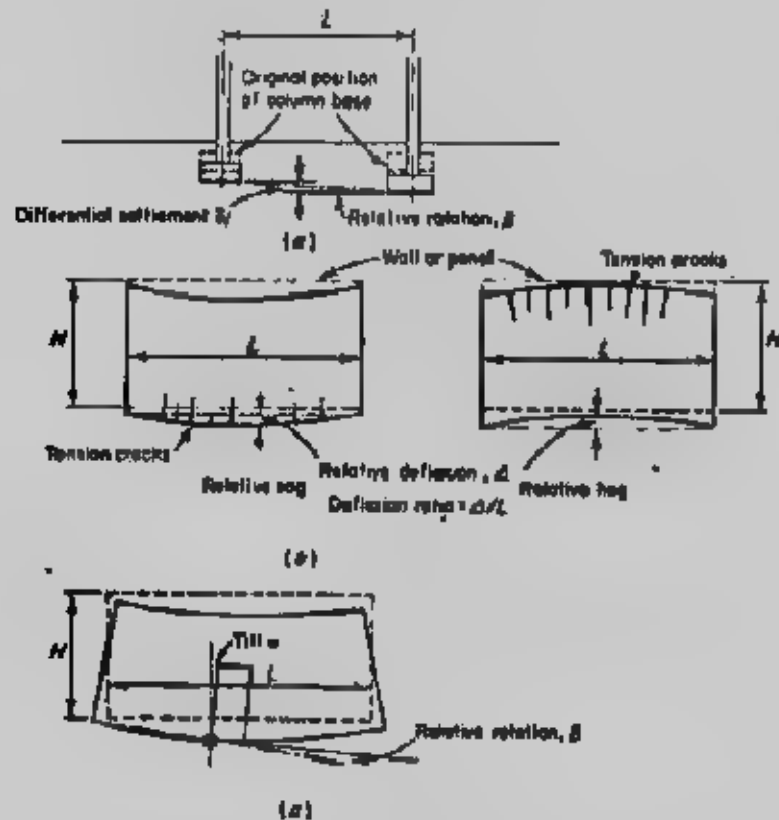
$$m = B/L$$

B = width of foundation

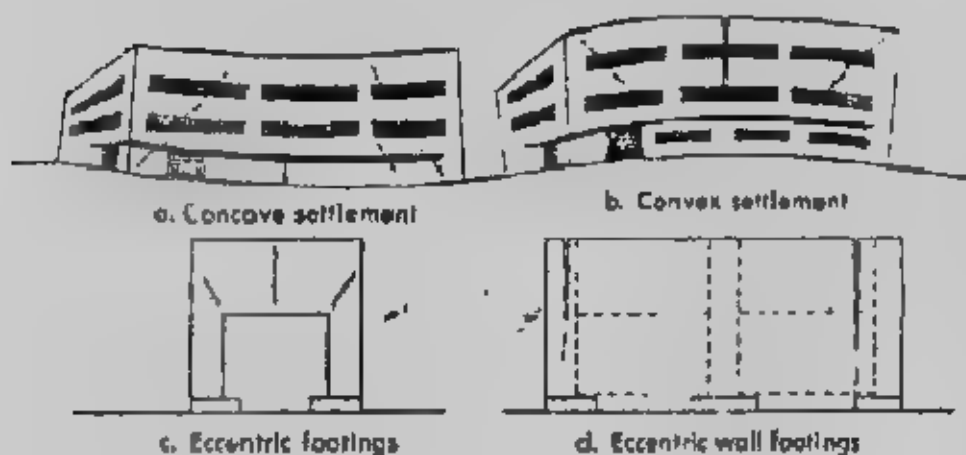
L = length of foundation

وعلاقة α بقيمة L/B مبينة في الشكل (٣٤-٢) كما يمكن تعيين الهبوط الفوري للأساس المر من :

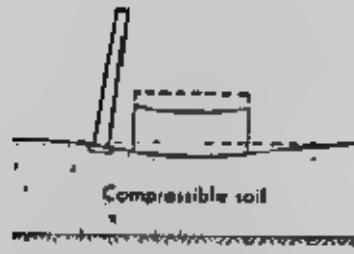
$$s_i = \frac{Bq_0}{E_s} (1 - \mu_s^2) \alpha_I \text{ (rigid foundation) } \dots \dots \dots (2-91)$$



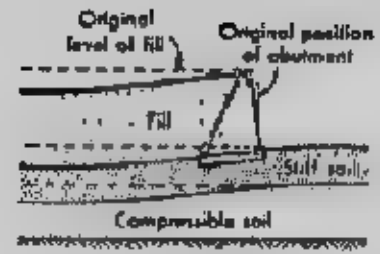
شكل (٣٠-٢) تعاريف الهبوط والهبوط المتفاوت



شكل (٣١-٢) شروح الهبوط في المباني

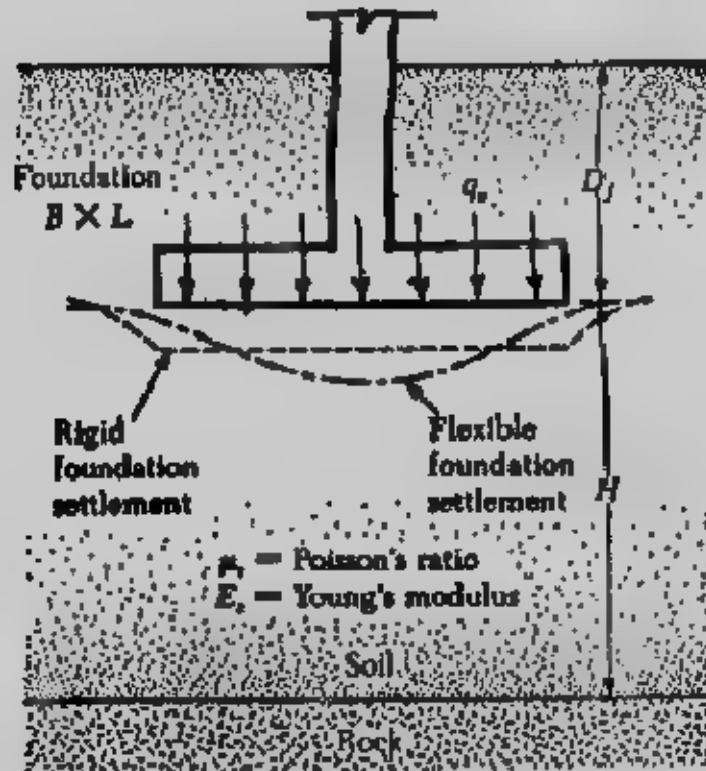


a. Tilt of structure caused by settlement profile of adjacent heavy building

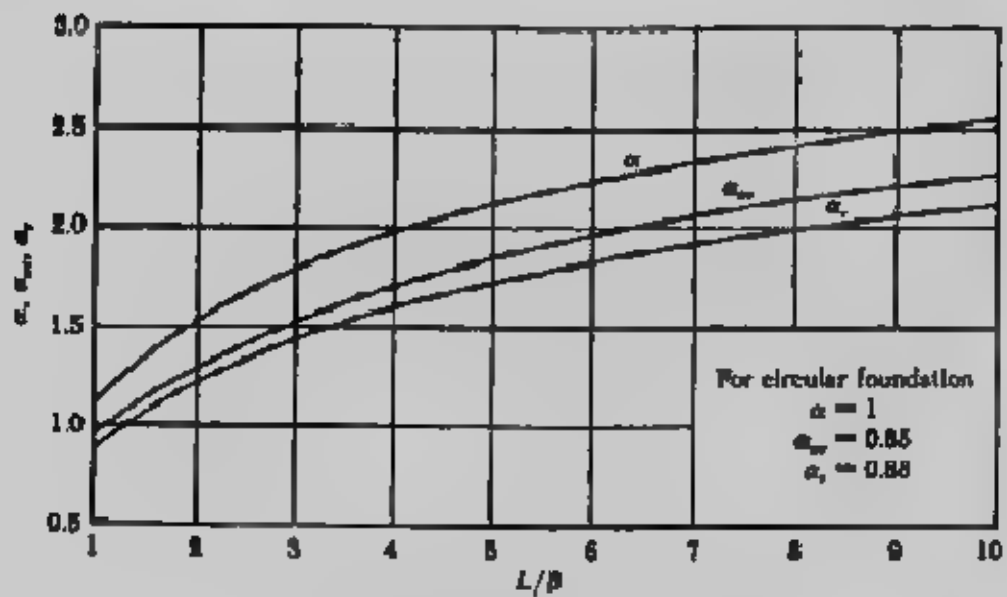


b. Back-ward tilt of bridge abutment from consolidation of compressible soil under fill weight

شكل (٢-٢٢) الهبوط في المنشآت الثقيلة



شكل (٢-٢٣) الهبوط المرن للأساس المرن والصلب



شكل (٢-٢٤) علاقة α , L/B

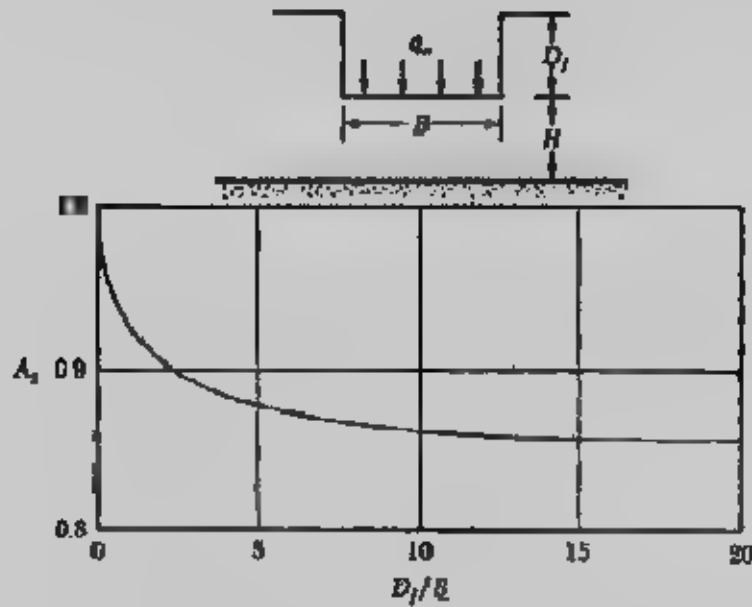
وفي حالة الأساسات الخسنة تستخدم العلاقة :

$$s_i = \frac{Bq_0}{E_s} (1 - \mu_s^2) \alpha_{av} \quad (\text{average for flexible foundation}) \quad (2-92)$$

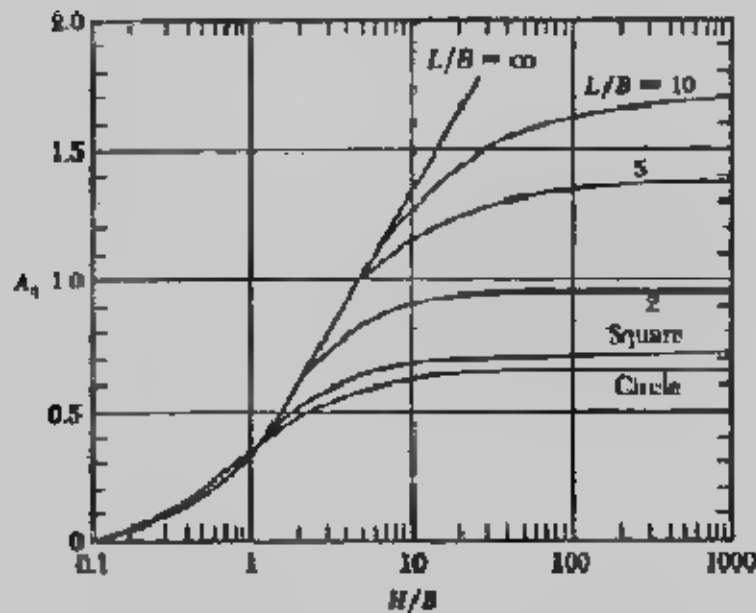
ولحساب الهبوط المرن على الطين المشبع للأساسات المرنة تستخدم المعادلة الآتية :

$$s_i = A_1 A_2 \frac{q_0 B}{E_3} \quad (2-93)$$

حيث A_1 ، A_2 تعينان من شكل (٢-٣٥)، شكل (٢-٣٦) ويجب ملاحظة أنه قد أخذ في المعادلة السابقة $\mu = 0.5$ حيث للطين تكون نسبة بواسن مساوية 0.5 .



شكل (٢-٣٥) تعيين A_2 (كرستيان وكارير ١٩٧٨)



شكل (٢-٣٦) تعيين A_1 (كرستيان وكارير ١٩٧٨)

ويمكن تعيين الهبوط المرن للتربة الرملية باستخدام معامل تأثير الانفعال باستخدام الطريقة المقترحة من شمرتان وهيرثمان (١٩٧٨).

$$s_f = C_1 C_2 (\bar{q} - q) \sum_{z=0}^{\infty} \frac{z^2 I_z}{E_s \Delta z} \quad (2-94)$$

where : I_z = strain influence factor

C_1 - a correction factor for the depth of foundation

embedment = $1 - 0.5 [q / (\bar{q} - q)]$

C_2 = a correction factor to account for creep in soil

= $1 + 0.2 \log (\text{time in years} / 0.1)$

\bar{q} = stress at the level of the foundation

$q = \gamma D_f$

وتغير معامل تأثير الانفعال مع العمق تحت الأساس معطى فى الشكل . ويلاحظ أنه للأساس المربع والدائرى يكون :

$I_z = 0.1$ at $z = 0$

$I_z = 0.5$ at $z = z_1 = 0.5B$

$I_z = 0$ at $z = z_2 = 2B$

$I_z = 0.2$ at $z = 0$

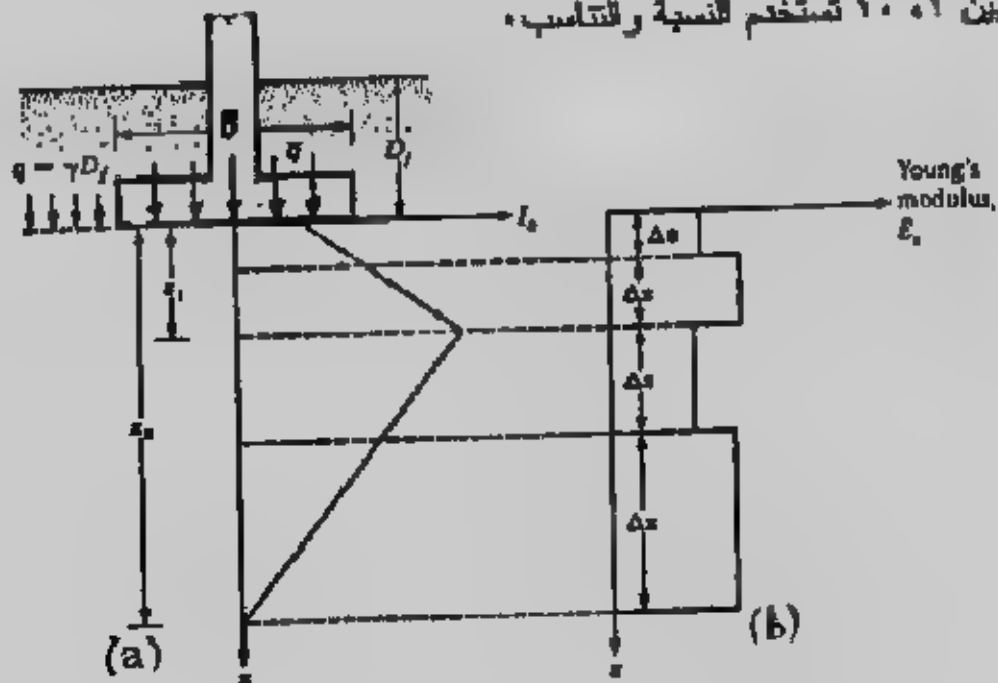
$I_z = 0.5$ at $z = z_1 = B$

$I_z = 0$ at $z = z_2 = 4B$

وبالمثل للأساس الذى له $L/B \geq 10$ يكون :

where : B = width of the foundation and L = length of the foundation.

ولقيم L/B بين ١٠ و ١ تستخدم النسبة والتناسب .



شكل (٢-٣٧) معامل المرونة مع العمق

وفي هذه الطريقة يقدر معامل المرونة مع العمق كما في شكل (٢-٣٧) ويمكن ذلك باستخدام رقم الاختراق القياسي N أو مقاومة الاختراق للمخروط، وتقسّم طبقة التربة إلى طبقات عديدة حيث يحين الهبوط المرن لكل طبقة منها ويكون الهبوط المرن الكلي S_i مجموع الهبوطات المرنة للطبقات. وهناك طرق أخرى عديدة لحساب الهبوط المرن وفي أحد أبحاث المؤلف تم تبسيط هذه الطرق لحساب الهبوط المرن للرمال وهي معطاة في جدول (٢-١٥). ويلاحظ أن حساب الهبوط المرن يحتاج إلى معاملات المرونة للتربة وهي معامل بنج ونسبة بواس وبقدم جدول (٢-١٦) فيما إسترشادية لهما، كما يقدم الكود المصري لهما إسترشادية لمعامل بنج في جدول (٢-١٧). وكثير من العلماء ربط بين معامل المرونة للتربة ورقم الاختراق القياسي N أو مقاومة إختراق المخروط q_c ، ويتعطى جداول (٢-١٨)، (٢-١٩)، (٢-٢٠) العلاقات الرابطة بين معامل المرونة وكل من N ، q_c كما جمعها المؤلف في أحد أبحاثه. وللتربة المتماسكة قدم المؤلف في جدول (٢-٢١) المعادلات الرابطة بين معامل المرونة ومقاومة القص C_u .

$$E_s \text{ (kN/m}^2\text{)} = 766N \quad \text{..... (2-95)}$$

وقدم المؤلف (١٩٩١) المعادلة الآتية وهي أكثر واقعية :

$$E_s \text{ (kN/m}^2\text{)} = 15000 + 900 N \quad \text{..... (2-96)}$$

وتقدم بعض المراجع العلاقة الآتية للربط بين q_c ، E_s :

$$E_s = 2q_c \quad \text{..... (2-97)}$$

where . q_c = static cone penetration resistance

بينما أثبت المؤلف أن العلاقة التالية أكثر دقة وأقرب للواقع :

$$E_s = 3q_c \text{ (for sand)} \quad \text{..... (2-97')}$$

وقدم العلاقات الآتية لأنواع التربة الأخرى :

$$E_s = 5 \rightarrow 6 q_c \text{ (for coarse sand and gravel)} \quad \text{..... (2-98)}$$

$$E_s = 1 \rightarrow 4 q_c \text{ (for silty sand)} \quad \text{..... (2-99)}$$

$$E_s = 3 \rightarrow 6 q_c \text{ (for clayay sand)} \quad \text{..... (2-100)}$$

$$E_s = 1.8 \rightarrow 3 q_c \text{ (for clayay silt)} \quad \text{..... (2-101)}$$

$$E_s = 5 \rightarrow 8 q_c \text{ (for clay)} \quad \text{..... (2-102)}$$

وللتربة الطينية عادية التصلب بحسب E_s من :

$$E_s = 250c \text{ to } 500 c \text{ (for normalty consolidated clay)} \quad \text{..... (2-103)}$$

وللطين فوق المتصلب Over consolidated clay

$$E_s = 750c \text{ to } 1000c \quad \text{..... (2-104)}$$

وفي جدول (٢-٢١) قدم المؤلف علاقات أخرى، كما قدم الكود المصري الجدول (٢-٢٢)

جدول (٢-١٥) الطرق المختلفة لحساب الهبوط المرن

Methods for computing the elastic settlements .

Method No	References	Relationship
1	Steinbrenner , 1934	$S_1 = q_n B \frac{(1-\nu^2)}{E} I_p$
2	Buisman - De Beer 1965[9,10]	$S_1 = \frac{2.3H}{\sigma_c} \log_{10} \frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma'}{\sigma'_0}$ $\sigma_c = \frac{Bq_c}{\sigma_0}$ $B = 1 \quad \text{for medium sand.}$ $B = 1.5 \quad \text{for all sand (De Beer)}$ $B = 1.9 \quad \text{for all sand. (Meyerhof)}$
3	Schmertmann, 1970	$S_1 = C_1 C_2 \Delta\sigma'_0 \sqrt{2B} \frac{1}{E} \cdot \Delta H$ $C_1 = \text{depth correction factor}$ $C_2 = \text{creep factor.}$
4	Parry, 1971,	$S_1 = 100 C_0 C_1 W_Y \cdot q_n B \left(\frac{1-\nu^2}{E} \right)$ $C_0 = \text{coefficient depends on breadth and depth of foundation.}$ $C_1 = \text{coefficient depends on the thickness of the layer below foundation.}$ $W_Y = \text{correction factor for water table.}$
5	D'Appolonia, 1971	$S_1 = 100 C_0 C_1 q_n B \left(\frac{1-\nu^2}{E} \right)$ $C_0 = \text{coefficient depends on breadth and depth of foundation.}$ $C_1 = \text{coefficient depends on the thickness of the layer below the foundation.}$
6	Giroud , 1972,	$S_1 = \frac{q_n \cdot B}{E} P_{Hm}$ $P_{Hm} = \text{dimensionless coefficient depending on } \nu, L/B \text{ and } B/H$
7	Winter korn , 1975,	$S_1 = C_d q_n B \left(\frac{1-\nu^2}{E} \right)$ $C_d = \text{shape and rigidity factor}$
8	Christian and Carrier 1978,	$S_1 = \nu_0 \nu_1 \frac{q_n \cdot B}{E}$ $\nu_0 = \text{coefficient depends on breadth and depth of the foundation}$ $\nu_1 = \text{coefficient depends on the thickness of the layer below the foundation}$
9	Burland and Surbridge , 1985	$S_1 = f_s \cdot f_d \cdot f_t \left(q_n - \frac{1}{2} \sigma'_0 \right) \times B^{0.7} \times I_c$ $f_s = \text{shape factor}$ $f_d = \text{correction factor for depth}$ $f_t = \text{time factor.}$ $I_c = \text{compressibility index.}$
10	Bowles, 1987,	$S_1 = q_n B \left(\frac{1-\nu^2}{E} \right) I_s I_f$ $I_s = \text{Steinbrenner settlement influence factor,}$ $I_f = \text{Fox depth correction factor.}$

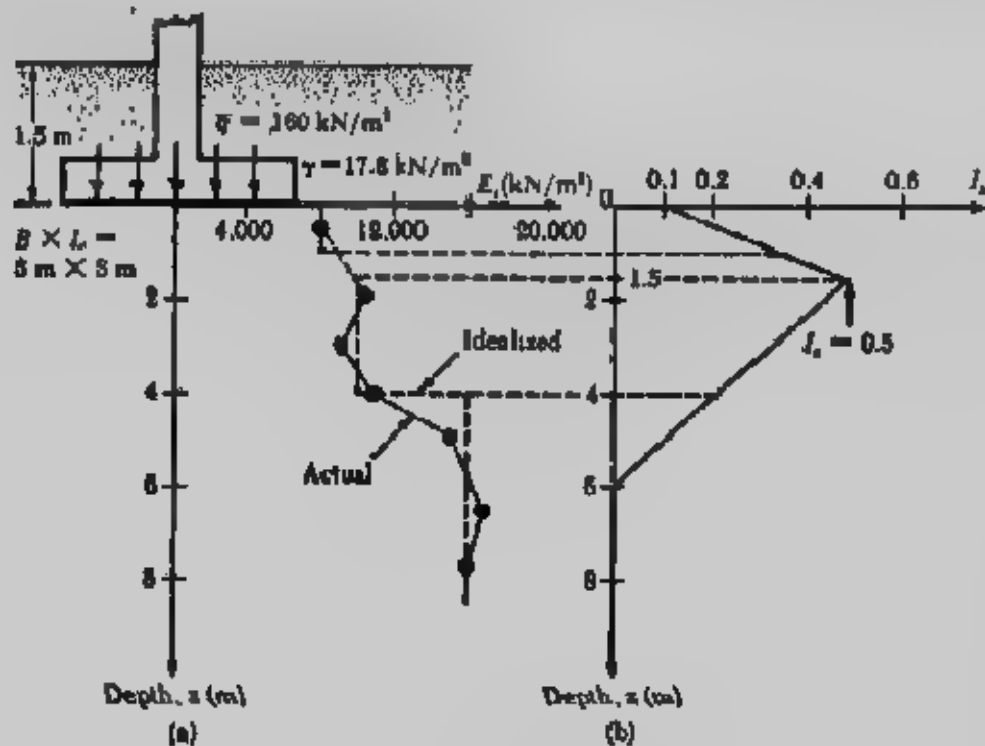
جدول (٢-١٦) معاملات المرونة للتربة

Type of soil	Young's modulus, E_s	Poisson's ratio, μ_s
	MN/m^2	
Loose sand	10.35– 24.15	0.20–0.40
Medium dense sand	17.25– 27.60	0.25–0.40
Dense sand	34.50– 55.20	0.30–0.45
Silty sand	10.35– 17.25	0.20–0.40
Sand and gravel	69.00–172.50	0.15–0.35
Soft clay	2.07– 5.18	0.20–0.50
Medium clay	5.18– 10.35	
Stiff clay	10.35– 24.15	

Example 2-23 :

Fig.(3 26a) shows a shallow foundation on a deposit of sandy soil that is 3 m x 3 m in plan. The actual variation of the values of Young's modulus with depth determined by using the standard penetration numbers of Eq (2-95) are also shown in Fig. (2-38a). Using the strain influence factor method, estimate the settlement of the foundation five years after construction

Solution : By observing the actual variation of Young's modulus with depth, one can plot an estimated idealized form of the variation of E_s as shown in Fig. (2-38a) Fig. (2-38b) shows the plot of the strain influence factor. The following table can now be prepared



شكل (٢-٣٨) مثال ٢-٢٣ -

Depth (m)	Δz (m)	E_s (kN/m ²)	Average I_a	$\frac{I_z}{E_s} \Delta z$ (m ³ /kN)
0-1	1	8,000	0.233	0.291×10^{-4}
1.0-1.5	0.5	10,000	0.433	0.217×10^{-4}
1.5-4	2.5	10,000	0.361	0.903×10^{-4}
4.0-6	2	16,000	0.111	0.339×10^{-4}
				$\Sigma = 1.55 \times 10^{-4}$

$$C_1 = 1 - 0.5 \left(\frac{\bar{q}}{q - q} \right) = 1 - 0.5 \left[\frac{17.8 \times 1.5}{160 - (17.8 \times 1.5)} \right] = 0.9$$

$$C_2 = 1 + 0.2 \log \left(\frac{5}{0.1} \right) = 1.34$$

Hence :

$$\begin{aligned}
 S_e &= C_1 \cdot C_2 \left(\bar{q} - q \right) \sum \frac{I_z}{E_s} \Delta z \\
 &= (0.9)(1.34) [160 - (17.8 \times 1.5)] (1.55 \times 10^{-4}) \\
 &= 249.2 \times 10^{-4} \text{ m} \approx 24.9 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

جدول (٢-١٧) قيم إسترشادية لمعامل المرونة لأنواع التربة المختلفة.

معامل الانضغاط E_s		الوصف	نوع التربة
كجم / سم ^٢	ميغا نيوتن / م ^٢		
٢٠ - ٤٠	٢ - ٤	خفيف التماسك	طينة
٩٠ - ١٥٠	٩ - ١٥	متوسط التماسك	
١٠٠ - ٢٥٠	١٠ - ٢٥	متماسك	
٢٠٠ - ٤٠٠	٢٠ - ٤٠	شديد التماسك	
٤٠٠ - ١٠٠٠	٤٠ - ١٠٠	صلد	
٢٠٠ - ٢٠٠	٢٠ - ٢٠		طيني
٢٥٠ - ١٠٠٠	٢٥ - ١٠٠	سائب	رمل
٢٥٠ - ٢٥٠	٢٥ - ٢٥	متوسط الكثافة	
١٥٠٠ - ٢٥٠٠	١٥٠ - ٢٥٠	كثيف	
٤٠٠٠ - ١٥٠٠٠	٤٠٠ - ١٥٠٠	كثيف جداً	
٤٠٠٠ - ١٠٠٠٠	٤٠٠ - ١٠٠٠		زلط
٢٠ - ٥٠	٢ - ٥		تربة عضوية أو بقايا نباتية

جدول (٢-١٨) تعيين معامل المرونة من رقم الاختراق القياس

Rel.No	Soil type	Relationship	Remark
1	sand	$E_s = 500(N+15)$	kpa
2	sand	$E_s = 18000 + 750 N$	kpa NCS
3	sand	$E_s = 41600 + 1090 N$	kpa CCS
4	sand	$E_s = 1200(N+6)$	kpa
5	sand	$E_s = 5 N$	kg/cm ²
6	sand	$E_s = 13500 N$	kpa
7	sand	$E_s = 7.5(1 - \gamma^2) N$	kg/cm ²
8	sand	$E_s = (15200 \text{ to } 22000) \ln N$	kpa
<hr/>			
9	gravel with sand	$E_s = 12(N+6)$	kg/cm ² $N < 15$
10	gravel with sand	$E_s = 40 + 12(N-6)$	kg/cm ² $N > 15$
11	dry sand	$E_s = \gamma \sigma_0^{0.522}$ $\gamma = 246.2 \log N - 263.4 \sigma_0 + 375.6 \pm 57.6$	$0 < \sigma_0 < 1.2$
12	silty sand	$E_s = 300(N+6)$	kpa
13	silt with sand	$E_s = 23(N+6)$	kg/cm ² $N < 15$
14	silt with sand	$E_s = 40 + 3(N-6)$	kg/cm ² $N > 15$
15	clayey sand	$E_s = 320(N+15)$	kpa
16	clayey sand	$E_s = 3.33(N+5)$	kg/cm ²

جدول (٢-٢٠) تقدير معامل الانضغاط (E_s) من تجربة المخروط الاستاتيكي

معامل الانضغاط	نوع التربة
$E_s = 1.5 q_{cone}$ $= 2 q_{cone}$ $= 3 q_{cone}$ $= 4 q_{cone}$	<p>طمي ورمل</p> <p>رمل متوسط الكثافة</p> <p>رمل كثيف</p> <p>رمل مزلط</p>
$E_s = (3-8) q_{cone}$	طين

جدول (٢-١٩) : تعيين معامل المرونة من مقاومة الإختراق بالمخروط.

Rel.No	Soil types	Relationship	Remarks	Reference
1	coarse sand	$E_s = (1.5 \text{ to } 3) q_0$		Trofimenkov,
2	coarse sand, sand+gravel	$E_s = 3 q_0$		Schmertmann,
3	sandy gravel, gravel	$E_s = 6 q_0$		Schmertmann,
4	sandy gravels	$E_s = 1.5 q_0$		Trofimenkov,
5	sandy gravel, gravelly sand	$E_s = (5 \text{ to } 7) q_0$	$q_0 > 40 \text{ kg/cm}^2$	Bogdanovic,
6	dry sand	$E_s = 70.522 \sqrt{q_0}$ $\sqrt{q_0} = 301.1 \log q_0 - 382.35$ $+ 60.3 + 50.3$	$0 < \sigma'_0 < 8 \text{ kg/cm}^2$ $q_0 = 0.778$ for 50 tests	Schulze and Malsar,
7	Submerged sand	$E_s = 2.5(q_0 + 30) \sqrt{q_0}$		Webb,
8	Submerged sand	$E_s = 2(q_0 + 25)$		Schmertmann,
9	fine sand	$E_s = (1.5 \text{ to } 2) q_0$		Trofimenkov,
10	fine to medium sand	$E_s = 2.5(q_0 + 3200) \text{ kg/m}^2$	South African pr.	De Beer,
11	fine to medium sand	$E_s = 3.5 q_0$		Schmertmann,
12	fine to medium sand	$E_s = (2 \text{ to } 4) q_0$		Trofimenkov,
13	silty sand	$E_s = (1 \text{ to } 2) q_0$		Vesio,
14	silty sand	$E_s = (2 \text{ to } 4) q_0$		Trofimenkov,
15	silty sand	$E_s = (1.3 \text{ to } 1.9) q_0$		Bachelier and Fares,
16	silty sat. sand	$E_s = (1.5 \text{ to } 1.8) q_0$	$20 < q_0 < 40$	Bogdanovic,
17	silty sand	$E_s = (2 \text{ to } 3.5) q_0$		Schmertmann,
18	clayey sand	$E_s = (3 \text{ to } 6) q_0$		Vesio,
19	clayey sand	$E_s = (3.8 \text{ to } 5.7) q_0$		Bachelier and Fares,
20	clayey sand	$E_s = 1.67(q_0 + 1600) \text{ kg/m}^2$	$I_p < 15 \%$	De Beer,
21	sub. clayey sand	$E_s = 1.67(q_0 + 15)$		Webb,
22	silt	$E_s = (1.5 \text{ to } 2) q_0$		Trofimenkov,
23	silt, sandy silt	$E_s = 3 q_0$		Schmertmann,
24	clayey silt	$E_s = (1.8 \text{ to } 2.5) q_0$	$10 < q_0 < 20$	Bogdanovic,
25	clayey silt	$E_s = (2.5 \text{ to } 3) q_0$	$5 < q_0 < 10$	Bogdanovic,
26	sandy clay, stiff clay	$E_s = (5 \text{ to } 7) q_0$	U.S.S.R practice	Trofimenkov,
27	clay	$E_s = 7 q_0$	U.S.S.R practice	Trofimenkov,
28	soft clay	$E_s = (6 \text{ to } 8) q_0$		Vesio,
29	soft clay	$E_s = 7.7 q_0$		Bachelier and Fares,

جدول (٢-٢١) معامل المرونة للتربة بدلالة قوة التماسك

Soil No	Soil type	Relationship	Reference
1	clay	$E_p = (500 \text{ to } 1500) c$	Skempton,
2	lean organic clays	$E_p = (1000 \text{ to } 1500) c$	D'Appolonia et al,
3	soft sensitive clays	$E_p = 500 c$	MRC of Canada,
4	fine to stiff clays	$E_p = 1000 c$	MRC of Canada,
5	very stiff clays	$E_p = 1500 c$	MRC of Canada,
6	clay $I_p > 30$, or organic	$E_p = (100 \text{ to } 500) c$	Bowles,
7	" $I_p < 30$, or stiff	$E_p = (500 \text{ to } 1500) c$	"
8	" $1 < OCR < 2$	$E_p = (800 \text{ to } 1200) c$	"
9	" $OCR > 2$	$E_p = (1500 \text{ to } 2000) c$	"

جدول (٢-٢٢): معامل الانضغاط بدلالة قوة التماسك C_u بواسطة تجربة القص بالمرحلة

معامل الانضغاط	نوع التربة
$E = 50 (c_u)$	طين ضعيف التماسك
$E = 100 (c_u)$	طين متوسط التماسك إلى متماسك
$E = 150 (c_u)$	طين شديد التماسك

أما في حالة الأساسات المعرضة لحمل غير مركزي فإنه يحدث بها بالإضافة للهبوط القوري الرأسى S_e دوران t ولقد اقترح جورج جادس وبترفيلد (١٩٨٨) الطريقة الآتية لحساب الهبوط والدوران :

١- ليكن الحمل Q والإزاحة e والمطلوب إيجاد S_e t شكل (٢-٣٩) .

٢- بحسب أقصى حمل $Q_{ult}(e)$ يمكن أن يتحملة الأساس .

٣- يعين معامل الأمان للحمل الغير مركزي :

$$FS = \frac{Q_{ult}(e)}{Q} = F_1$$

٤- يعين $Q_{ult}(e=0)$ لنفس الأساس كما لو كان $e=0$

$$\frac{Q_{ult}(e=0)}{F_1} = Q_{(e=0)} : \text{تعيين :}$$

• $FS = F_1$ حيث $Q(e=0)$ هي الحمل المسموح به للأساس بمعامل أمان

٦ باستخدام $Q(e=0)$ تعين الهبوط الفوري $S_e(e=0)$

٧- والآن يمكن تعيين S_e من t :

$$S_e = S_e(e=0) \left[1 - 2 \left(\frac{e}{B} \right) \right]^2 \dots \dots \dots (2-105)$$

$$t = \tan^{-1} \left[C S_e \left(\frac{e/B}{\sqrt{BL}} \right) \right] \dots \dots \dots (2-106)$$

where : $C = \beta_1 \beta_2$

β_1, β_2 = factors dependent on the L/B ratio

وتعيين B_2, B_1 أو C من شكل (٢-٤٠) :

Example 2-24 :

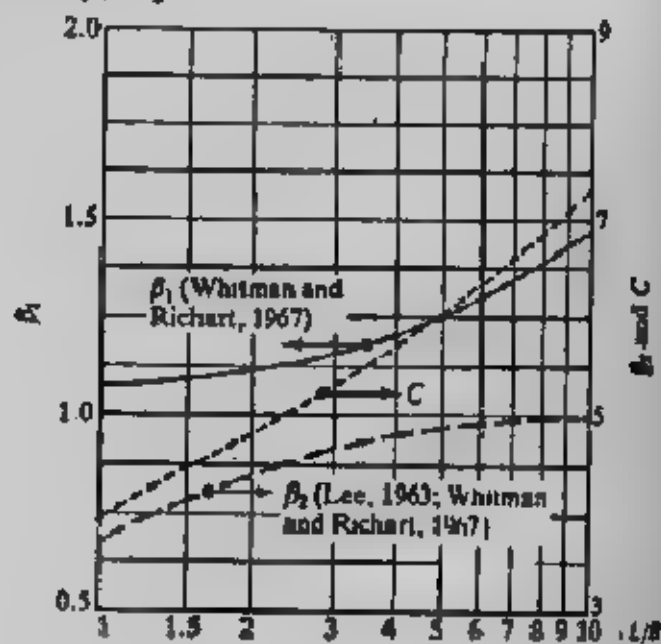
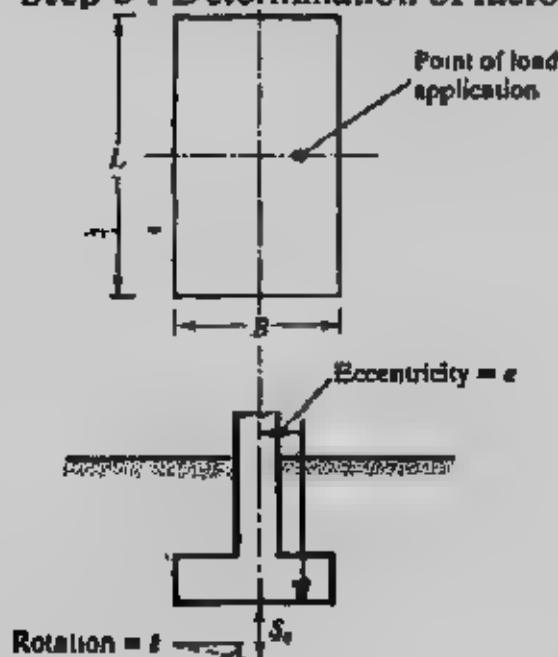
A square foundation is shown in Fig. (2-41). It is subjected to a load of 180 kN and a moment of 27 kN-m. Determine the settlement of the foundation (S_e and t) according to the presented method.

Solution :

Step 1: Given : $Q = 180$ kN and moment $-M = 27$ kN-m, load eccentricity $= e = M/Q = 27/180 = 0.15$ m.

Step 2 : The magnitude of $Q_{ult}(e)$ has been calculated in Example 2-9.
 $Q_{ult}(e) = 988$ kN

Step 3 : Determination of factor of safety, F_1 :



شكل (٢-٣٩) : أساس غير مركزي للحمل

شكل (٢-٤٠) : تعيين P_1, P_2 أو C

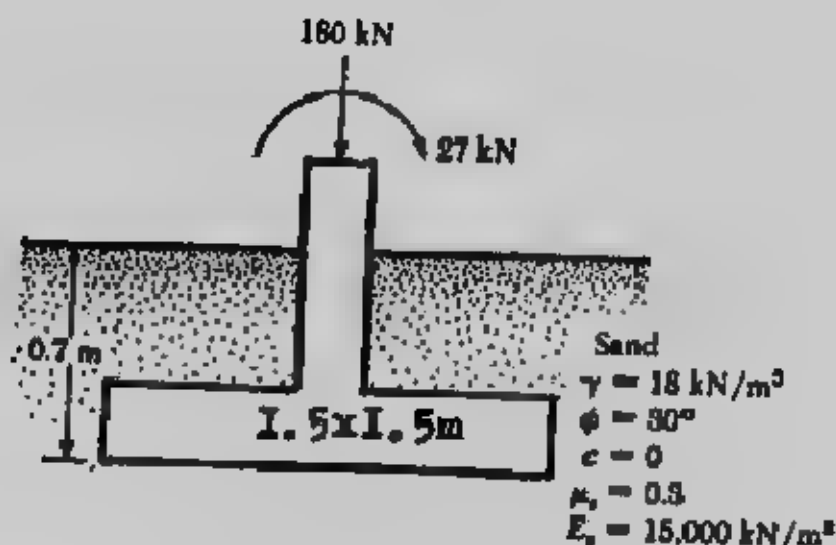


Fig. (2-41)

$$\text{Factor of safety} = F_1 = \frac{Q_{ult}(e)}{Q} = \frac{988 \text{ kN}}{180} = 5.49$$

Step 4 : Determination of $Q_{ult}(e = 0)$: From Eq. (2-17), because $c = 0$,

$$q_u = q N_q S_q d_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma S_\gamma d_\gamma, \quad q_u = 12.6 \text{ kN/m}^2$$

From $\phi = 30^\circ$ (From Table (2-7), $N_q = 18.4$ and $N_\gamma = 22.4$), From Table 3.4,

$$S_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \phi = 1 + \left(\frac{1.5}{1.5} \right) \tan 30 = 1.577$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \frac{D_f}{B} = 1 + \frac{(0.289)(0.7)}{1.5} = 1.135$$

$$S_\gamma = 1 - 0.4 \left(\frac{B}{L} \right) = 1 - 0.4 \left(\frac{1.5}{1.5} \right) = 0.6, \quad d_\gamma = 1$$

$$q_u = (12.6)(18.4)(1.577)(1.135) + \left(\frac{1}{2} \right) (18)(1.5)(22.4)(0.6)(1)$$

$$= 414.97 + 181.44 = 596.41 \text{ kN/m}^2$$

So $Q_{ult}(e = 0) = (596.41)(1.5) \times 1.5 = 1342 \text{ kN}$

Step 5 : Determination of $Q(e = 0)$.

$$Q(e = 0) = \frac{Q_{ult}(e = 0)}{F_1} = \frac{1342}{5.49} = 244.4 \text{ kN/m}^2$$

Step 6 : Determination of $S_e(e = 0)$.

$$S_e(e = 0) = \frac{B(Q_{e=0})}{E_s(B \times L)} (1 - \mu_s^2) \alpha_r$$

For $L/B = 1$, $\alpha_r \approx 0.82$ (Fig. 2-35). Given $\mu_s = 0.3$ and $E_s = 15,000 \text{ kN/m}^2$,

$$S_e(e=0) = \frac{(1.5)(244.4)}{(15,000)(1.5 \times 1.5)} (1-0.3^2) 0.82 = 0.0081 \text{ m} = 8.1 \text{ mm}$$

Step 7 : From Eq (2-105)

$$S_e - S_e(e=0) \left[1 - 2 \left(\frac{e}{B} \right) \right]^2 \\ = (8.1) [1 - (2)(0.1)]^2 = 5.18 \text{ mm}$$

From Eq. (2-106)

$$t = \tan^{-1} \left[CS \left(\frac{e/B}{\sqrt{BL}} \right) \right]$$

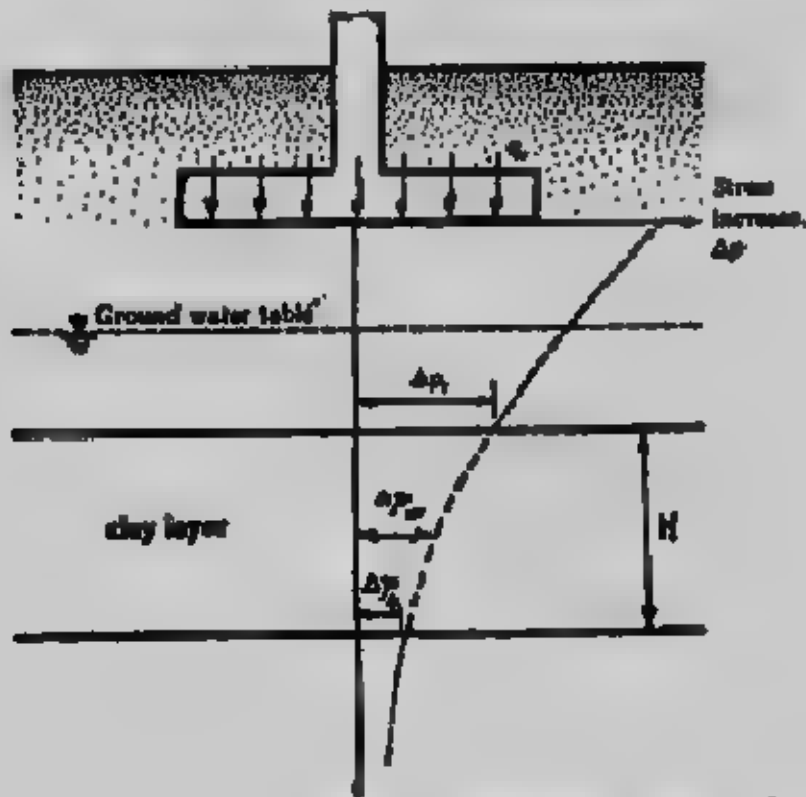
For $B/L = 1$, $C \approx 3.95$ (from Fig. 3.28). So

$$t = \tan^{-1} \left[(3.95) \left(\frac{5.18 \text{ mm}}{1000} \right) \left(\frac{0.1}{\sqrt{(1.5)(1.5)}} \right) \right] = 0.078 \text{ deg}$$

ب- هبوط التصلب Consolidation Settlement :

هبوط التصلب يحدث مع الزمن للتربة الطينية المشبعة عند تعرضها لزيادة التحميل

عليها ويتكون هذا الهبوط من شقين هما هبوط التصلب الرئيسى Primary consolidation settlement ، و الهبوط الثانوى Secondary consolidation settlement ، الهبوط الثانوى يحدث بعد انتهاء حدوث الهبوط الرئيسى ويكون الهبوط الرئيسى مؤثرا أكثر في حالة التربة الطينية والتربة الطميية الطينية غير العضوية بينما للتربة العضوية يكون الهبوط الثانوى هو الأكثر تأثيرا.



شكل (٢-٢) : حساب هبوط التصلب

ويحسب هبوط التصلب، شكل (٤٢-٢) من :

$$S_c = \int \epsilon_v \cdot dz$$

where : ϵ_v = vertical strain

$$= \frac{\Delta e}{1 + e_o}$$

Δe = change of void ratio
= $f(P_o, P_c \text{ and } \Delta P)$

So

$$S_c = \frac{C_s H_c}{1 + e_o} \log \frac{P_o + \Delta P_{av}}{P_o} \text{ (for normally consolidated clays) .. (2-108)}$$

$$S_c = \frac{C_s H_c}{1 + e_o} \log \frac{P_o + \Delta P_{av}}{P_o} \text{ (for overconsolidated clays) . . . (2-109)}$$

$$S_c = \frac{C_s H_c}{1 + e_o} \log \frac{P_c}{P_o} + \frac{C_s H_c}{1 + e_o} \log \frac{P_o + \Delta P_{av}}{P_o} \dots\dots\dots (2-110)$$

(for overconsolidated clays with $P_o < P_c < P_o + \Delta P_{av}$)

where : P_o = average effective pressure on the clay layer before the construction of the foundation.

ΔP_{av} = average increase of pressure on the clay layer caused by the foundation construction.

P_c = preconsolidation pressure.

e_o = initial void ratio of the clay layer.

C_c = compression index.

0.007 (LL-10%)

للترية زائدة التصلب

0.009 (LL - 10%)

للترية عادية التصلب

LL = Liquid limit

للترية العضوية

Lw = water content

C_s = swelling index.

H_c = thickness of the clay layer

وزيادة الإجهاد ΔP في طبقة الطين تقل بزيادة العمل وانكسار يمكن قياس زيادة

الإجهاد المتوسطة من :

$$\Delta P_{av} = \frac{1}{6} (\Delta P_t + 4\Delta P_m + \Delta P_b) \dots\dots\dots (2-111)$$

حيث ΔP_t ، ΔP_m ، ΔP_b هي الزيادة في الإجهاد على قمة الطبقة وفي وسطها وفي قاعها على الترتيب. ولحساب هذه القيم يرجع إلى الباب السادس من كتابنا 'ميكانيكا التربة'. كما يمكن حساب الهبوط باستخدام معامل التغير الحجمي من :

$$S_c = \int_{1+e_0}^{\Delta e} dz = \int m_v \Delta P_{(1)} dz \quad (2-112)$$

where : S_c = consolidation settlement

$\Delta P_{(1)}$ = vertical stress increase

m_v = volume coefficient of compressibility

والطبقات الصغيرة التي لا يزيد سمكها عن ٢ مترا يمكن استخدام :

$$S_c = m_v \cdot \Delta P(1) \cdot H \quad (2-113)$$

حيث H هو سمك الطبقة، أما الهبوط الثانوي (وهو مثل ظاهرة الزحف Creep في الخرسانة)

فيحسب بعد زمن معين مقداره $\Delta t = t_2 - t_1$ من :

$$S_s = H_f C_\alpha \log \frac{t_1 + \Delta t}{t_1} \quad (2-114)$$

H_i = thickness of laboratory sample

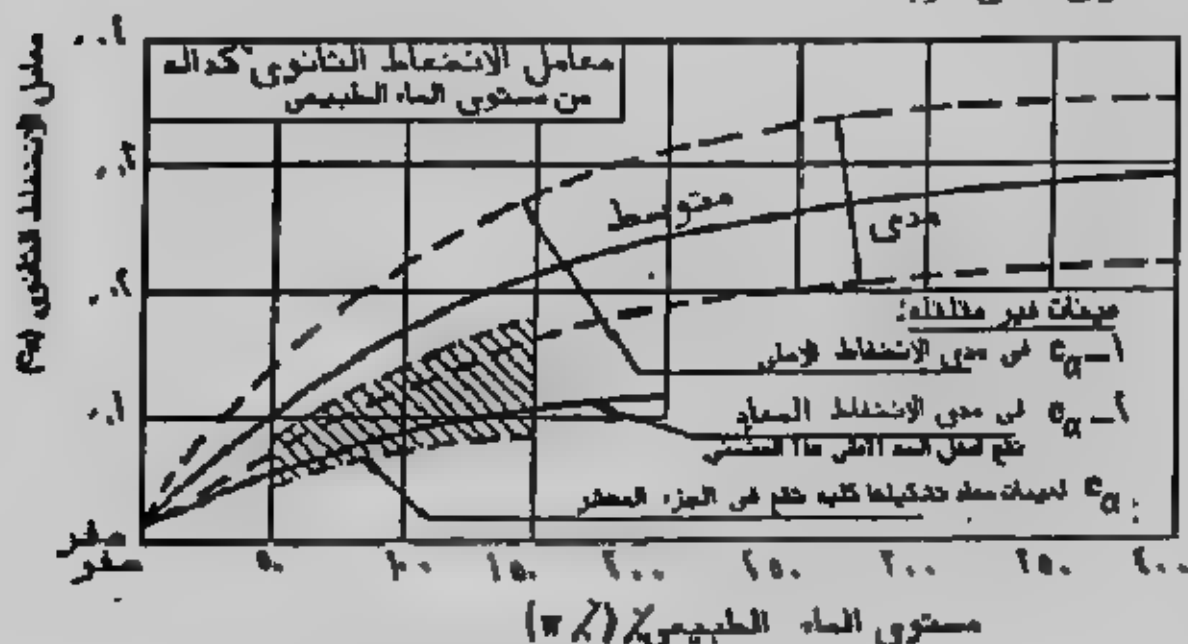
حيث :

ΔH_s - change in laboratory sample thickness from t_1 , to t_2

H_f = thickness of field consolidation stratum.

$$C_\alpha = \frac{\Delta H_i / H_i}{\log t_2 / t_1}$$

وفي حالة عدم توافر قيم للمعامل C_α يمكن الاستعانة بالعلاقات المبينة في شكل (٢-٤٣) باستخدام المحتوى المائي للتربة.



شكل (٢-٤٣): تعيين C_α من المحتوى المائي

الهبوط النسبى أو المتفاوت Differential Settlement :

عندما يتعرض مبنى أو أساس لهبوط غير متساوى فإننا نقول أن الهبوط هنا متفاوت أو نسبى، ويحدث ذلك بسبب اختلاف الأحمال المؤثرة على الأجزاء المختلفة للمبنى أو الأساس أو نتيجة لاختلاف أعماق أو أبعاد أو أشكال الأساس أو لاختلاف خواص التربة وسمك طبقاتها أو لاختلاف زمن الإنشاء. وإذا كان الهبوط المتساوى للأساسات لا يسبب أضرارا لسلامة المنشأ مثل الشروخ أو التصدعات فإن الهبوط النسبى أو المتفاوت يلحق أضرارا كبيرة بالمبنى قد تصل إلى الإهيار الكامل. أما إذا كان الهبوط المتساوى كبيرا فقد يؤثر ذلك على سلامة وصلات المياه والمجارى ومظهر المنشأ معماریا. ويحدد الكود المصرى (١٩٩١) أنه يجب ألا تتجاوز قيم أقصى هبوط كلى للأساسات السطحية القيم المذكورة فى الجدول (٢-٢٣).

جدول (٢-٢٣) : أقصى هبوط كلى مسموح به للأساسات السطحية

نوع الأساس	نوع التربة	أقصى هبوط (مم)
قواعد منفصلة	متماسكة (طينية)	٧٠
قواعد منفصلة	غير متماسكة (رملية)	٥٠
لبشة	متماسكة	١٥٠
لبشة	غير متماسكة	١٠٠

وعمليا توجد علاقة بين قيم الهبوط الكلى والهبوط المتفاوت الذى قد يلحق أضرارا بالمنشأ، وعموما فإن عدم تجاوز المنشأ لقيم الهبوط المذكورة بالجدول السابق يكون كافيا لتحمله للهبوط المتفاوت بدون أضرار. ويعطى الكود المصرى أيضا قيم الهبوط المتفاوت المسموح به بدلالة زاوية الدوران للمنشآت المختلفة حيث تعرف زاوية الدوران بأنها الهبوط المتفاوت بين عمودين مثلا مقسوما على المسافة بينهما، جدول (٢-٢٤) وبدراسة حوالى مائتين مبنى قدم بعض الطماء الجدول (٢-٢٥) لقيم الهبوط والهبوط المتفاوت المسموح بهما، كما تقدم بعض المراجع الجداول (٢-٢٦)، (٢-٢٧)، (٢-٢٨) للقيم المسموح بها والمعمول بها فى بعض الدول للهبوط والهبوط المتفاوت.

Example 2-25 :

A foundation 1x 2 m in plan is shown in Fig 2- Estimate the total settlement of the foundation.

Solution :

Elastic Settlement

The clay layer is located at a depth of 2 m that is, $2B$ below the foundation. From Fig (2-44), it can be seen that the soil located at a depth $z > 2B$ has very little influence on the elastic settlement. Hence, if Eq. (2-91) is used for the elastic settlement calculation is reasonable to use the Young's modulus and Poisson's ratio values of the sand layer. Thus .

جدول (٢-٢٤) : الهبوط النسبي أو المتفاوت المسموح به للمنشآت

الهبوط بدلالة ظل زاوية الدوران	تصنيف الحالة
١ : ٧٥٠	الحد المتوقع عنده وجود مشاكل للماكينات الحساسة للهبوط المتفاوت.
١ : ٦٠٠	الحد المتوقع عنده حدوث شروخ كبيرة فى الإطارات من الحرماننة المسلحة الغير محددة استاتيكيًا بدرجة كبيرة.
١ : ٥٠٠	الحد المطلوب للمنشآت المراد خلوها من أية شروخ على وجه العموم.
١ : ٣٠٠	الحد المتوقع عنده حدوث شروخ بالخوائط فى المباني الهيكلية وصعوبات فى المنشآت المحتوية على أوتاش.
١ : ٢٥٠	الحد الذي يمكن عنده ملاحظة ميل المباني العالية بالعين المجردة.
١ : ١٥٠	الحد المتوقع عنده حدوث شروخ كبيرة فى حوائط المباني الهيكلية.
	الحد المتوقع عنده حدوث شروخ فى الحوائط الحاملة من الطوب أو الحجر (نسبة ارتفاع الحائط إلى طوله أقل من ٢٥٪)
	الحد الذي يحدث عنده أضرار فى هيكل المنشأ.

جدول (٢-٢٥) : قيم الهبوط الكلى والنسبي المقترحة.

نوع الهبوط والتقريب	قواعد منفصلة	لحظة
• زاوية الدوران	٣٠٠/١	
• الهبوط النسبي أو المتفاوت	٤٠ مم	
- للتربة الطينية	٢٥ مم	
• الهبوط الكلى		
- للتربة الطينية	٨٠ مم	٨٠ - ١٢٠ مم
- للتربة الرملية	٥٠ مم	٥٠ - ٨٠ مم

جدول (٢-٢٦): الهبوط المسموح به للمباني المختلفة.

Kind of building	Allowable average settlement, in inches (millimeters)
Building with plain brick walls $L/H \geq 2.5$	3 (80)
$L/H \leq 1.5$	4 (100)
Building with brick walls, reinforced with reinforced concrete or reinforced brick	6 (150)
Framed building	4 (100)
Solid reinforced concrete foundations of smokestacks, silos, towers, and so on	12 (300)

* After Wahl, 1981

جدول (٢-٢٧): قيم مسموح بها للهبوط

Type of Movement	Limiting Factor	Maximum Settlement
Total settlement	Drainage and access	0.15 to 0.6 m (0.5 to 2 ft)
	Probability of differential settlement	
	Masonry walls	25 to 50 mm (1 to 2 in.)
	Framed buildings	50 to 100 mm (2 to 4 in.)
Tilting	Tower, stacks	$0.004B^{\dagger}$
	Rolling of trucks, stacking of goods	$0.01S^{\dagger}$
	Crane rails	$0.003S^{\dagger}$
Curvature	Brick walls in buildings	$0.0005S$ to $0.002S^{\dagger}$
	Reinforced concrete building frame	$0.005S^{\dagger}$
	Steel building frame, continuous	$0.002S^{\dagger}$
	Steel building frame, simple	$0.005S^{\dagger}$
Maximum permissible settlement	Front slab, 100 mm thick	$0.02S^{\dagger}$

* B is base width, S is column spacing.

\dagger Differential settlement in distance B or S .

جدول (٢-٢٨): القيم المسموح بها للهبوط في بعض الكودات

A1, values to be multiplied by L = length between two adjacent points under consideration, H = height of wall above foundation

Structure	On sand or hard clay	On plastic clay	Average max. settlement, mm
Crane runway	0.003	0.003	
Steel and concrete frames	0.002	0.002	100
End rows of brick-clay frame	0.0007	0.001	150
Where strain does not occur	0.003	0.005	
Masonry brick wall			25 $L/H \geq 2.5$
L/H to 3	0.0003	0.0004	100 $L/H \leq 1.5$
Masonry brick wall			
L/H over 3	0.0003	0.0007	
One-story mill buildings	0.001	0.001	
Smokestacks, water towers, Ring foundations	0.004	0.004	300
Structures on peat/marl			
Reinforced concrete	0.002-0.003		150 at 40 mm/year
Masonry, precast concrete	0.003-0.002		200 at 60 mm/year
Steel frames	0.004-0.0025		250 at 80 mm/year
Timber	0.007-0.005		400 at 120 mm/year

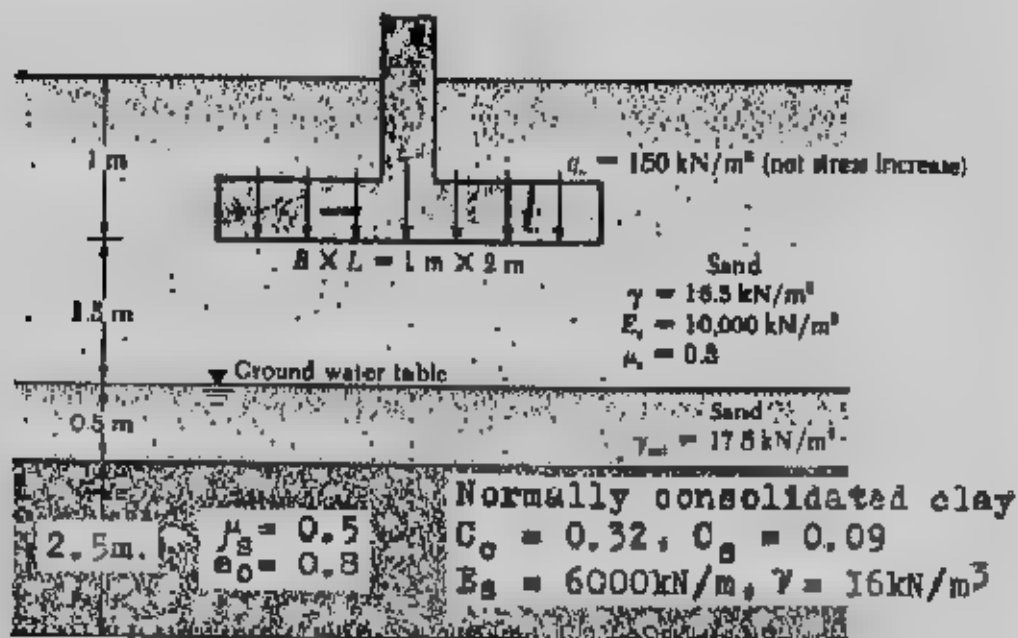


Fig.(2- 44)

$$S_e = \frac{Bq_0}{E_3} (1 - \mu_3^2) \alpha_r$$

Given : $q_0 = 150 \text{ kN/m}^2$, $E_3 = 10,000 \text{ kN/m}^2$, $\mu_3 = 0.3$, and $\alpha_r \approx 1.2$ (Fig. 2-34). So

$$S_e = \frac{(1)(150)}{10,000} (1 - 0.3^2) (1.2) = 0.0163 \text{ m} = 16.38 \text{ mm}$$

Consolidation Settlement

The clay is normally consolidated.

$$S_c = \frac{C_c H}{1 + e_o} \log \frac{P_o + \Delta P_{av}}{P_o}$$

$$P_o = (2.5)(16.5) + (0.5)(17.5 - 9.81) + 1.25(16 - 9.81)$$

From Eq. 2-111 :

$$\Delta P_{av} = \frac{1}{6} (\Delta P_t + 4\Delta P_m + \Delta P_b)$$

Using the 2 : 1 method

$$\Delta P = \frac{q_o \times B \times L}{(B+z)(L+z)}$$

For the top of the clay layer, $z = 2\text{m}$, so

$$\Delta P_t = \frac{(150)(1)(2)}{(1+2)(2+2)} = 25 \text{ kN/m}^2$$

Similarly :

$$\Delta P_m = \frac{(150)(1)(2)}{(1+3.25)(2+3.25)} = 13.45 \text{ kN/m}^2$$

and

$$\Delta P_b = \frac{(150)(1)(2)}{(1+4.5)(2+4.5)} = 8.39 \text{ kN/m}^2$$

Thus

$$\Delta P_{av} = \frac{1}{6} [25 + 4(13.45) + 8.39] = 14.53 \text{ kN/m}^2$$

So

$$S_e = \frac{(0.32)(2.5)}{1+0.8} \log \left(\frac{52.84 + 14.53}{52.84} \right) = 0.0469 \text{ m} = 46.90 \text{ mm}$$

Hence, total settlement $= S + S_e + S_c = 16.38 + 46.90 = 63.28 \text{ mm}$

Note The total settlement just calculated may exceed the tolerable settlement of the foundation. In order to reduce the settlement, the foundation size may be changed so that it will carry the same total load of 300 kN but cause less settlement.

الباب الثالث

الأساسات السطحية

Shallow foundations

الأساسات والفرض منها :

الأساس هو الجزء السفلي من المنشأ والمتصل بالأرض . والأساس هو المنصر الإنشائي الذي ينقل أحمال المنشأ سواء كانت حية أو ميتة أو غيرها بطريقة آمنة إلى تربة الأرض . وعامة تنفذ الأساسات أسفل مستوى سطح الأرض وإن كانت في بعض الأحيان قد تمتد إلى أعلى سطح الأرض .

والأساسات عند تصميمها وتنفيذها يجب أن تحقق الأغراض الآتية :

- ١- تتحمل بأمان وزن المنشأ والأحمال الأخرى المعرض لها المنشأ مثل أحمال الرياح أو الزلازل أو أي أحمال أخرى تحدد حسب نوع المنشأ واستخدامه .
- ٢- توزيع ونقل جميع الأحمال الواصلة للأساسات إلى مساحة أكبر من التربة تحت الأساس وبما لا يسبب إجهادات على التربة أكبر من قدرة تحمل هذه التربة .
- ٣- مقاومة الهبوط النسبي المتفاوت لأجزاء المنشأ ومقاومة انتفاخ التربة .
- ٤- تحقيق الإتزان والاستقرار للمنشأ ضد أي تأثير خارجي مثل الرياح والأمطار والزلازل وضغط المياه وصدم الأمواج .
- ٥- مقاومة تأثير المياه الجوفية أو التأثيرات البيئية المحيطة بالأساسات .

أنواع الأساسات Types of Foundations :

الأساسات تنقسم إلى نوعين أساسيين ويضم كل نوع عدة أشكال للأساسات :

أ- الأساسات السطحية Shallow Foundations :

وهي الأساسات التي تنفذ على أعماق قريبة من سطح الأرض حيث يكون عمق التأسيس أقل من ضعف عرض الأساس . والأساسات السطحية تضم القواعد المفصلة والأساسات الشريطية المستمرة والقواعد المشتركة واللبشة . ويضم شكل (٣-١) أنواع الأساسات السطحية المختلفة . والأساسات السطحية تمثل في الأساسات الجزء الأكثر استخداماً والأسهل تنفيذاً والأكثر اقتصاداً . وفي أغلب الأحوال يصح باستخدام الأساسات السطحية إلا إذا

تعد ذلك بسبب طبيعة التربة وتويع المنشأ وأعماله فيضطر إلى استخدام الأساسات العميقة الأكثر تكلفة والأصعب تنفيذاً .

ويمكن استخدام الأساسات السطحية عند وجود طبقة من التربة ذات قدرة تحمل مناسبة وقريبة من سطح الأرض مع عدم وجود طبقات عالية الإلتصقات على أعماق قريبة من منسوب التأسيس حتى يكون الهبوط المحسوب للأساس في حدود القيم المسموح بها .

ب- الأساسات العميقة Deep Foundations :

حينما يتعذر الحصول على طبقة صالحة للتأسيس بالقرب من سطح الأرض لتنفيذ أساسات سطحية يتم اللجوء اضطراراً إلى اختراق التربة لأعماق كبيرة للحصول على العمق الصالح للتأسيس . ويتم ذلك بتنفيذ أساسات عميقة مثل الأساسات الخازوقية وأساسات الدعامات والقيسونات شكل (٣-٧) وتستخدم الأساسات العميقة في الحالات الآتية :

أ- حينما تكون الطبقات السطحية من التربة ضعيفة لدرجة لا تسمح لها بتحمل الإجهادات المنقولة إليها من الأساسات .

ب- حينما يكون تنفيذ الأساسات السطحية صعباً مثل التنفيذ في قاع البحر أو في الأنهار .

ج- حينما تكون أحمال المنشأ كبيرة بدرجة لا تكفي معها استخدام الأساسات السطحية على كامل موقع المنشأ .

د- حينما تتواجد أحمال جانبية كبيرة مؤثرة على المنشأ مما يستلزم تنفيذ نظام إنشائي للأساسات يتحمل المركبات الأفقية المنقولة للأساسات مثل استخدام الخوازيق المائلة .

اختيار نوع الأساس Type of Foundation :

يتم اختيار نوع الأساس المناسب طبقاً للعوامل الآتية :

١- المتطلبات الإنشائية مثل نوع المنشأ ووظيفته واستخدامه وأبعاده الرئيسية وحساسيته للهبوط العكسوت .

٢- أحمال الأساس مثل قيمة الأحمال الحية والميتة وأنواع وقيمة الأحمال الأخرى وكيفية توزيع هذه الأحمال وانتقالها للتربة .

٣- حالة التربة وتشمل مقاومتها وانصفاطها وخواصها الانتفاخية أو الإنهيارية وكيفية انتقال الأحمال فيها ووجود طبقات الردم وحجمها وتأثير وجود الكيماويات بالتربة .

- ٤- المياه الجوفية وتشمل مسوئيتها وتغيراتها وتأثيرها على خواص التربة المحيطة بالأساسات وكذلك تأثيرها على الأساسات نفسها وما تحتويه من كيمائيات.
- ٥- الموقع وحالته المناخية من حيث طبوغرافيته ومدى تأثيره بحركة مياه البحر أو الفيضان أو الأمطار أو الجليد كذلك التأثيرات الحرارية والزلازل.
- ٦- متطلبات التنفيذ مثل رسم التنفيذ وأساليب التنفيذ في الحفر وسد جوائبه وتصريف المياه والتأثيرات الناتجة عن تنفيذ الأساسات.
- ٧- الناحية الاقتصادية والتكاليف المقدرة لتنفيذ المنشأ وكذلك تكلفة المواد والمعدات الداخلة في تنفيذ الأساسات.

١١- تحديد عمق التأسيس Foundation Depth :

عند اختيار عمق أو منسوب التأسيس يجب مراعاة ما يلي :

- ١- أن يكون الأساس أسفل خط المتجمد Forst Line في المناطق المعرضة للأحواء الباردة نظراً للتغيرات الحجمية المصاحبة.
- ٢- أن يكون الأساس أسفل مناطق التعرير الحجمي الكبير حيث لا ينصح بالتأسيس على الردم Fill وكذلك على التربة الطينية أو الطميية ذات التغيرات الحجمية العالية High إلى العالية جداً Very High الموضح حدود أتربرج لها في جدول (١-٣).

جدول (١-٣) التغير الحجمي للتربة

Potential soil volume change as related to the plasticity index I_p and the liquid limit w_L

Potential for volume change	Plasticity index I_p	Shrinkage limit $w_s, \%$	Liquid limit $w_L, \%$
Low	< 18	> 15	20-35
Medium	15-28	10-15	35-50
High	25-41	7-12	50-70
Very high	> 35	< 11	> 70

- ٣- أن يكون الأساس أسفل التربة السطحية Topsoil أو المواد العضوية.
- ٤- تجنب التأسيس على الطبقات الضعيفة مثل التربة العضوية Peat.
- ٥- موقع الطبقات الضعيفة والقوية.

- ٦- موقع منسوب المياه الحوفية حيث يصح بالتأسيس أسفل المنسوب الأدنى لتدبب سطح المياه الجوفية حيث تكون التربة في منطقة تدبب المياه فيها أقل ثباتاً ومقاومة.
- ٧- التربة ذات المشاكل مثل التربة الإنهيارية والتربة القابلة للإنفخ، ويجب الحذر في التأسيس على التربة الإنهيارية والتي تحتاج عادة إلى معالجة وتحسين خواصها قبل التأسيس عليها. كما يجب الحذر عند التأسيس على التربة الجافة القابلة للإنفخ والتي قد تتفكح عند هطول الأمطار أو وصول المياه إليها من أي مصدر آخر. وعند التأسيس على طبقات طينية جافة يجب ألا يقل عمق التأسيس عن ١.٥ متراً.
- ٨- في حالة وجود فراغات صناعية في التربة تحت منسوب التأسيس مثل خطوط المجاري أو الأنفاق أو خرنات الصرف... إلخ. يتم ملء هذه الفراغات بدمها بتربة أقوى مثل الزلط أو الرمل مع الدمك الجيد أو النزول بمنسوب التأسيس أسفل هذه الفراغات.
- ٩- موقع الأساسات المجاورة حيث يجب البعد بالأساسات الجديدة عنها بمسافة تحدد كما في شكل (٣-٣) لتجنب تراكب وتداخل الإجهادات حيث يكون $m > Z_f$.
- وعموماً يجب ألا يقل عمق التأسيس عن ٠.٨ متراً تحت منسوب سطح الأرض وذلك لضمان عدم تأثر التربة عند منسوب التأسيس بالعوامل الجوية ويمكن أن يقل هذا العمق في حالات التربة الصخرية السليمة والمباني الموقتة أو الصغيرة.

الأحمال على الأساسات : Loads on Foundations

الأساسات يجب أن تصمم على الأحمال الميتة (الدائمة) والأحمال الحية وأحمال الرياح والزلازل والحركة وغيرها.

١- الأحمال الميتة (الدائمة) Dead Loads : الأحمال الميتة هي مجموع الأحمال الثابتة والمستديمة سواء منها الأثقال الذاتية للعناصر الإنشائية أو الأثقال الثابتة المحمولة بواسطة هذه العناصر العاملة. ويدخل ضمن هذه الأحمال وزن التربة وقوة دفعها الجانبية وكذلك الأرضيات والحوائط الحاملة والتركيبات. وبحسب الحد الأدنى للأحمال والقوى لتصميم المنشآت من جداول الأحمال المختلفة أو تقاس الأوران الفعلية.

٢- الأحمال الحية Live Loads : الأحمال الحية هي الأحمال المتغيرة والمتحركة التي يتعرض لها أي جزء من المنشأ بما في ذلك الأحمال المورعة والمركزة وأحمال الصدم والاهتزازات والقصور الذاتي وهي تشمل :

أ- أوزان الأشخاص مستعملين المنشأ مثل صالات الاجتماعات،

ب- أحمال الماكينات واهتزازاتها.

ج- أحمال الأثاث والأجهزة والآلات غير المثبتة ومواد التخزين، وكذلك أوزان الشدات والأوناش والمعدات المستخدمة في التنفيذ.

ويعطى جدول (٣-٢) الحدود الدنيا للأحمال التي يجب أن تؤخذ في الاعتبار عند التصميم. ويحدد المهندس المصمم القيم الفعلية التي قد تتجاوز تلك القيم حسب المتطلبات الفنية للمشأ. وفي المباني السكنية متعددة الطوابق التي تزيد عن خمسة أدوار يراعى تخفيض الأحمال الحية وفقاً للجدول (٣-٣) عند حساب الأحمال على نقاط الارتكاز كالجدران والأعمدة والأساسات. وفي حالة الأحمال الحية الناتجة عن الماكينات أو الأوناش أو أى جهاز له تأثير ديناميكي يؤخذ تأثير هذا الحمل في الاعتبار بأن يزيد الحمل الحى المحسوب بنسبة مئوية محددة ما لم يذكر خلاف ذلك في المواصفات الخاصة بالماكينة كالاتى :

توربينات، مصاعد	١٠٠%
أوناش متحركة كهربائية	٢٥%
أوناش متحركة يدوية	١٠%
ماكينات ثابتة تحدث اهتزازات	٥٠%

٣- أحمال الرياح Wind Loads : يجب تصميم المباني العالية والعريضة لتقاوم أحمال الرياح ولقد بينت الكودات المصرية للحرساة والأحمال تفاصيل حساب القوى الناتجة عن الرياح، ويهمل تأثير أحمال الرياح للمباني ذات الارتفاع المماوى أو أقل من عرصه.

٤- أحمال الزلازل Earthquake Loads : تصميم الأساسات لتقاوم الزلازل حسب المنطقة الزلزالية الموجود بها المبنى. وسوف يفرد فصلاً مستقلاً لتصميم الأساسات المقاومة للزلازل. كما أن أحمال الرياح والزلازل لا تؤخذان معاً في نفس الوقت وذلك لبعده احتمال تواجد أحمال الرياح في وجود الزلازل.

توزيع ضغط التماس تحت الأساسات السطحية :

Pressure Distribution Under Shallow Foundation (Contact Pressure)

توزيع ضغط التماس بين الأساس وتربة التأسيس من المتطلبات الرئيسية لتصميم الأساسات السطحية حيث أنه بمعرفة الأحمال المؤثرة على الأساس وتوزيع ضغط التماس أسفله يمكن حساب القوى الداخلية من قص وعزوم باستخدام نظرية الإنشاءات، ونظراً للحساسية الكبيرة فى عزوم الإنحناء نتيجة أى تغير بسيط فى توزيع ضغط التماس فإنه يجب اختيار توزيع

جدول (٣-٢) : الحدود الدنيا للأحمال الحرة

نوع الخدمة	الحمل كجم/م ^٢
أ- سطح نهائية	
أقلية لا يوصل إليها (غير مستخدمة)	١٠٠ -
مائلة (زاوية للبل أكثر من ٦٠°) لا يوصل إليها (غير مستخدمة)	٥٠
أقلية أو مائلة يوصل إليها في مبنى سكنية	٢٠٠
أقلية يوصل إليها في مبنى عامة	٤٠٠
ب- المبنى السكنية	
غرف سكنية	٢٠٠
سلام	٣٠٠
مكوثيات	٣٠٠
ج- المبنى الإدارية	
غرف مكاتب	٢٠٠
سلام	٤٠٠
مكوثيات	٤٠٠
أرشيف (أوراق ومستندات تحت المظلة)	١٠٠٠ - ٥٠٠
د- المستشفيات	
غرف علاج المرضى	٣٠٠
سلالم طرقيات	٤٠٠
مكوثيات	٤٠٠
غرف علاج المرضى	٤٠٠
غرف انتظار	٥٠٠ - ٣٠٠
غرف الأشعة	٥٠٠ - ٨٠٠
هـ- المدارس	
أصول تعليمية	٢٠٠
سلام وطرقيات	٤٠٠
معامل	٤٠٠
مكتبات	٥٠٠
صالات رياضية	٥٠٠

تابع جدول (٣-٢) : الحدود الدنيا للأحمال الحية

نوع البناء	الحمل كجم/م ^٢
د- التلعات والصالات	
التلعات والصالات ذات القاعد المتساوية	٥٠٠
التلعات والصالات ذات القاعد غير المتساوية	٦٠٠
ز- محلات البيع بالطعام	٥٠٠ أو أكثر
محلات البيع بالجملة والمخازن (حسب نوع المواد المخزنة والآلات)	١٠٠٠ أو أكثر
ح- الفنادق	
غرف النوم	٧٠٠
غرف للخدمة العامة	٤٠٠
السلام والطرق	٤٠٠
غرف الطعام والمطاعم	٤٠٠
ط- المكاتب	
غرف الإطعام	٤٠٠
غرف الخط للكتب	١٠٠٠
هـ- المسارح وصالات السينما	
الطرق والسلام	٥٠٠
غرف خلع الملابس	٣٠٠
المنشآت	٥٠٠
القاعة الرئيسية والمكورات (ذات القاعد المتساوية)	٥٠٠
القاعة الرئيسية والمكورات (ذات القاعد غير المتساوية)	٦٠٠

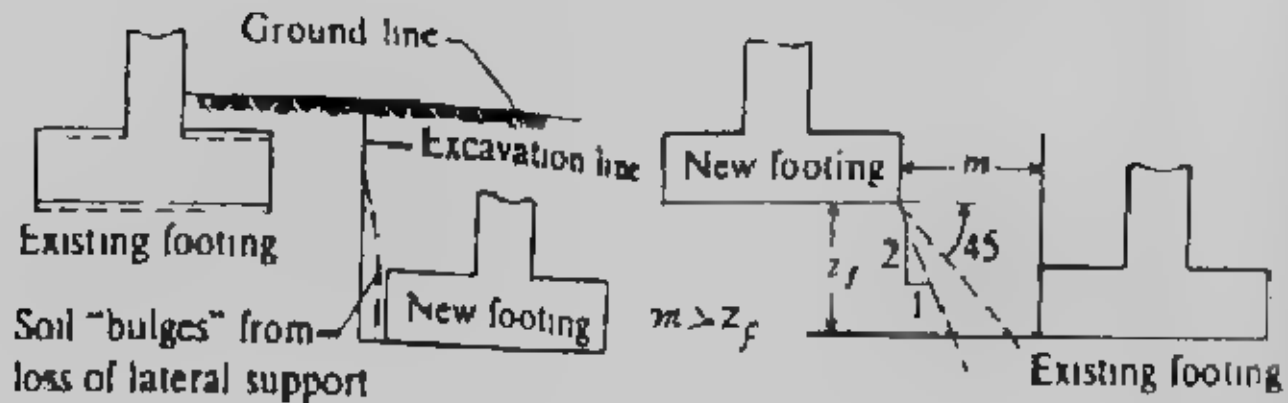
تابع جدول (٣-٢) : الحدود الدنيا للأحمال الحية

المحل كجم/م ^٢	نوع الشوا
	١- السور
	يجب حساب الأحمال طبقاً لاستخدام المبنى بالإضافة إلى التأثير الدائم يمكن إعتبار الماكينات التي يجب أن يوضع لها الإعتبار.
	٢- المراجعات
	مراجعات لعربات الركوب
٢	لا يزيد الإرتفاع الصافي عند الفاصل عن ٢ م
٤٠٠	مراجعات لعربات الركوب والعربات السياحية والأسياسات
٥٠٠	للمرات للمراجعات المذكورة

جدول (٣-٣) : تخفيض الأحمال الحية في المباني السكنية

موقع السقف	قيمة الحمل الإضافي
السقف الأعلى أو السطح	P
السقف الأول تحت السطح	P
السقف الثاني تحت السطح	0.9 P
السقف الثالث تحت السطح	0.8 P
السقف الرابع تحت السطح	0.7 P
السقف الخامس تحت السطح	0.6 P
السقف السادس تحت السطح	0.5 P

ويحتفظ بعامل التخفيض (0.5 P) لكل من الطوابق الباقية .



شكل (٣-٣) : موقع الأساسات الجديدة بالنسبة للمجاورة

صعط التماس الذى يمثل السلوك الفعلى للأساس والذى يؤدى إلى تنفيذ سعة اقتصادية . ولقد بينت الدراسات التحليلية لنظرية المرونة وبعض الدراسات المعملية والموقعية أن جهد التماس تحت الأساس - انحمل حمل مستط - لا يكون مستط وتوزيع الإجهاد تحت الأساس يعتمد على :

١- جساءة الأساس ونوعه .

٢- نوع تربة التأسيس .

وبين شكل (٣ ٤) وشكل (٣ ٥) أشكال ضغط التماس حيث يكون تحت مركز الأساس قمة قصوى للتربة الحشة وقيمة دبا للتربة الناعمة . ولقد بين أن هذا التوزيع يكون واضح حينئذ يكون الأساس على سطح الأرض . ويؤثر هذا التوزيع بعمق التأسيس ودرجة دمك التربة والهبوط . ولقد اتضح أنه كلما زاد عمق التأسيس وأحيط الأساس بالتربة من جميع الاتجاهات وكس الأساس حاسن فإن توزيع صعط التماس يقترب من الحالة الخطية ويصبح أكثر استطالة لكل من التربة الناعمة والحشة .

وعموماً بعد تصميم الأساسات يؤخذ صعط التماس خطياً ومستطاً تحت الحمل لمتكركز فى مركز الأساس وخطى التوزيع حينئذ يكون الحمل غير مركزى شكل (٣-٦) وعند تصميم المقاطع الحرسية نأخذ بعض المواصفات والكودات (مثل AASHTO و ACI) قيم لإجهادات المسموح بها للحرسنة دون تحفيس . بينما تأخذ كودات أخرى مثل AREA اجمعية لأموريكية لهده السكه التحديد الإجهادات بعد تخفيضها بنسبة ١٠٪ ذلك عند اعتبار صعط التماس مستط التوزيع .

ولقد أعطى الكود المصرى بالتفصيل عدة طرق لحساب صعط التماس (التماس) لأنواع المختلفة للأساسات ولقد أوردنا هذه الطرق فى نهاية هذا الباب ، وتبين الأشكال (٣-٥) . (٣-٦) بعض توزيعات صعط التماس أسفل عمود أساس ، وكذلك أسفل أساسات عند تحميل مختلف .

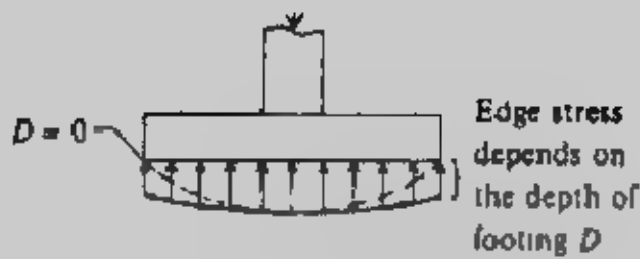
مساحة الأساس وقدرة التحمل :

تحتسب الأحمال للمبنا عند منسوب سطح الأرض P ، فإذا كانت قدرة التربة الصدفية الأتية q_{na} معلومة فإن مساحة الأساس A تحسب من :

$$A = P / q_{na}$$

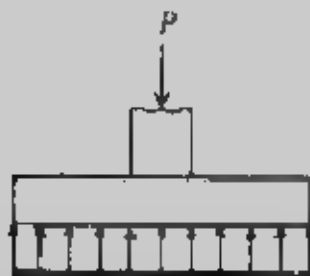
فإذا كانت قدرة تحمل التربة q_g هى المعطاه فإن مساحة الأساس تحسب من

$$A = P / q_g - \gamma_a D$$



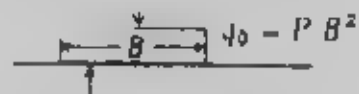
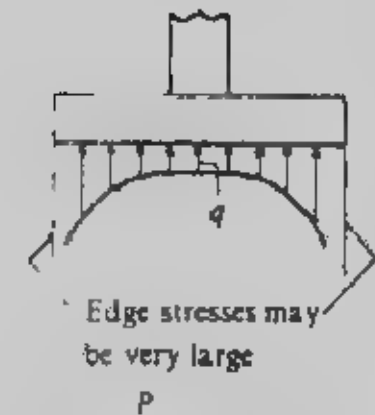
(a)

On a cohesionless soil;



(c)

usual assumed linear distribution.



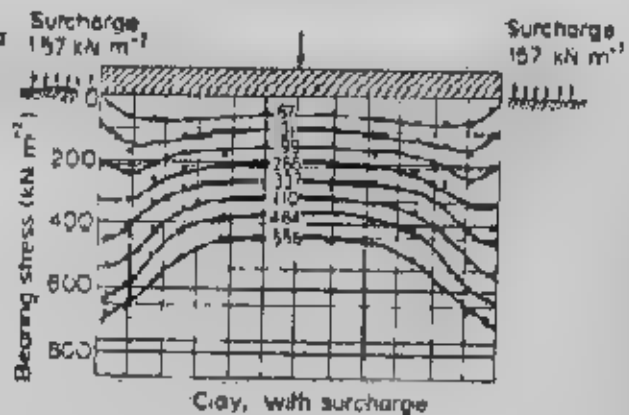
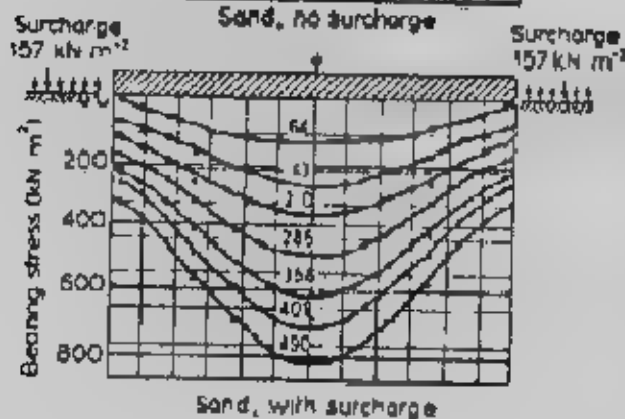
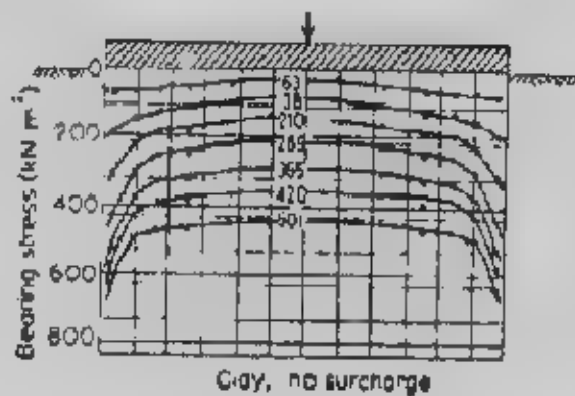
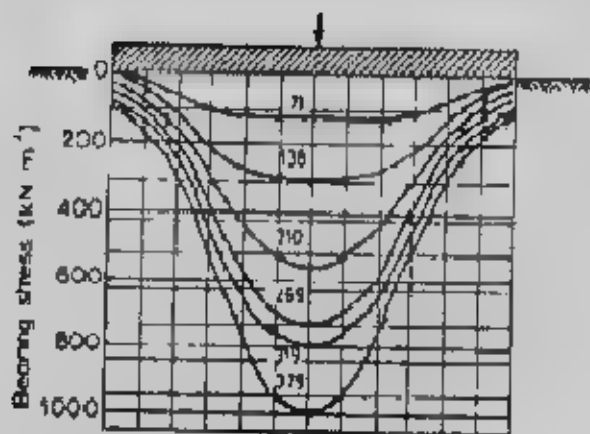
When $z/B = \infty$ $q \approx 0.64 q_0$

$z/B = 1.00$ $q \approx 0.70 q_0$

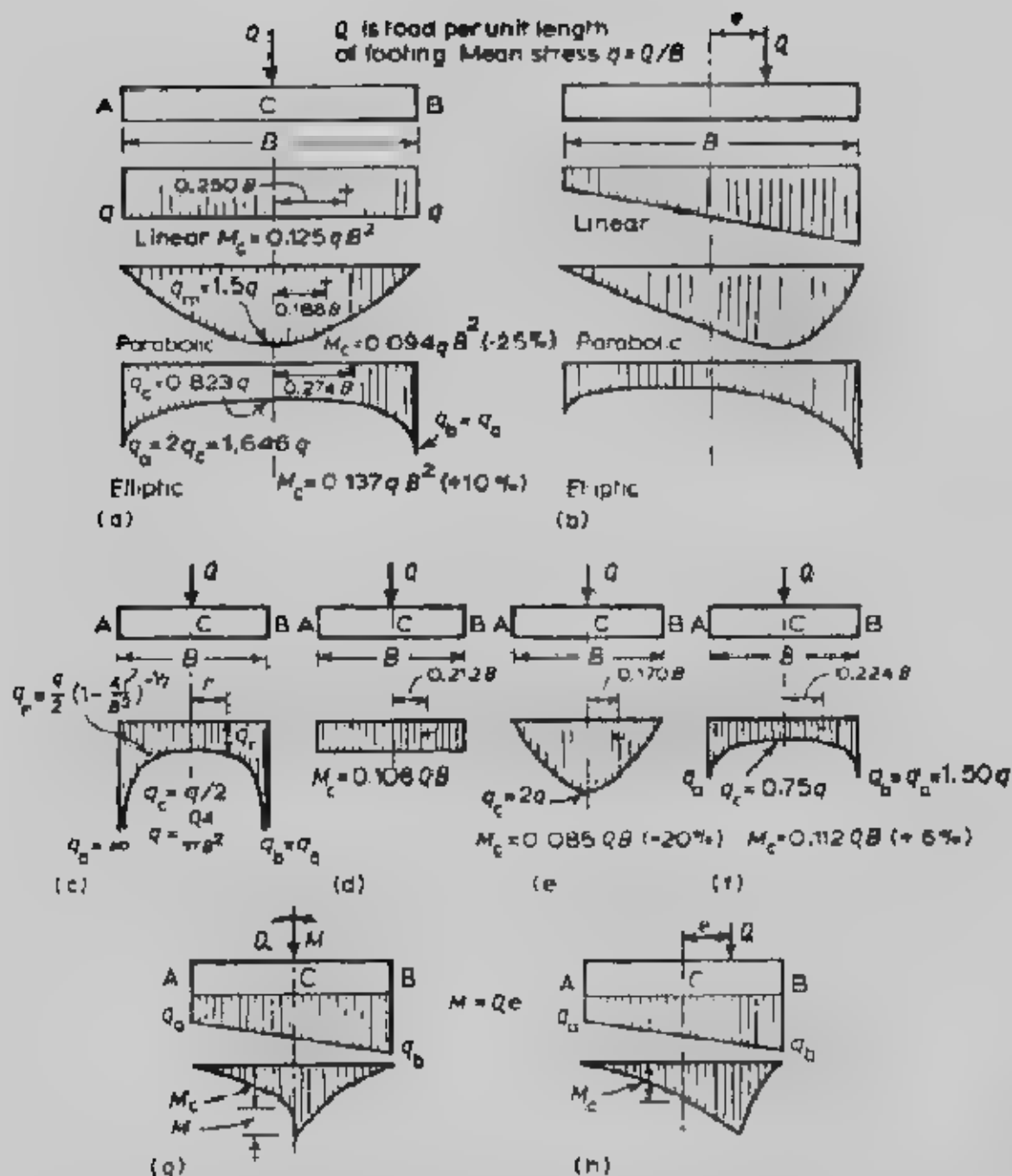
$z/B = 0.25$ $q \approx 0.92 q_0$

(b) generally for cohesive soils,

شكل (٣-٤): ضغط التماس للأساس على الجساءة



شكل (٣-٥): توزيع ضغط التماس أسفل نموذج أساس



Distribution of bearing stress beneath foundations. Centres of stress marked +. Percentage increase or decrease in M_c compared with M_c for linear distribution given in parentheses. (a) Strip footing, axial load. (b) strip footing, eccentric load. (c) elastic, (d) linear, (e) parabolic. (f) elliptic. (c) to (f) circular footing, axial load. (g) and (h) bearing stress distributions and bending moment diagrams for eccentric loading on a rectangular footing.

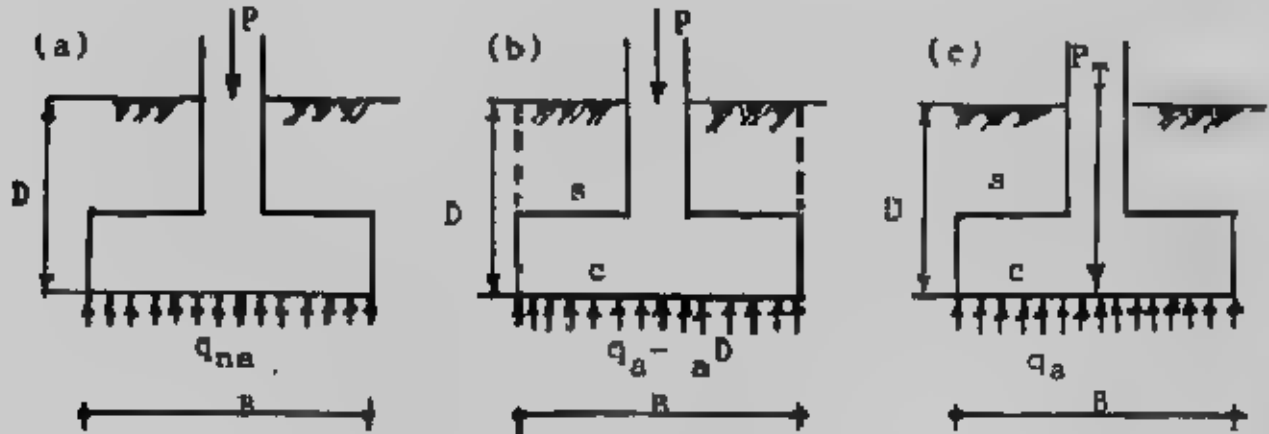
شكل (٣-٦): أشكال ضغط التماس.

حيث D هو عمق منسوب التأسيس، γ_g هي الكثافة المتوسطة بين كثافة حرسانة الأساس (1.9 kg/cm^2) ، وعلى ذلك فتؤخذ γ_g مساوية (2.2 kg/cm^2) لتسهيل الحسابات شكل (٧-٣) أما إذا حسب الحمل الكلى P_T عند منسوب التأسيس حيث :

$$P_T = P + \gamma_g D$$

فإن مساحة الأساس تحسب من :

$$A = P_T - q_a$$



شكل (٧-٣): مساحة الأساس وقدرة التحمل

طرق تصميم القطاعات Design Methods of Section :

عند تصميم قطاعات العناصر الخرسانية للأساسات يلزم مسبقاً اختيار طريقة التصميم . ويسمح الكود المصرى لتصميم وتنفيذ المنشآت الخرسانية المسلحة لسنة ١٩٨٩ باستعمال إحدى الطريقتين التاليتين للتصميم :

- طريقة المرونة (طريقة اجهادات التشغيل) Elastic Method (Working Stress Method)

- طريقة حالات الحدود Limit States Method

ويمكن تلخيص أسس التصميم لكل من الطريقتين المذكورتين فيما يلى :

أ- تحديد الخواص والمقاومات للمواد الداخلة فى تركيب الخرسانات وكذلك تحديد العوامل المؤثرة عليها . تحديد الخواص المميزة التى يتم تصميم المنشأ على أساسها وتحديد معاملات الأمان الكافية أثناء مرحلتى الإنشاء والتشغيل .

ب- تحديد القوى الخارجية والأحمال الثابتة والمتحركة التى تؤثر على المنشأ فى مرحلتى الإنشاء والتشغيل .

ج- الأفعال الداخلية Straining Actions فى عناصر المنشأ المختلفة (عزم الانحناء - قوى القصر والى - القوى المحورية) الناجمة عن القوى والأحمال المذكورة فى الفقرة (ب) .

ويجب أن تضمن طريقة التصميم أن يحقق المنشأ في أجزائه المختلفة ومجموعاته كوحدة متكاملة متطلبات الاستعمال والتشغيل التي نعد من أجلها طوال فترة استخدامه مع ضمان عدم حدوث تشوهات أو شروخ معيبة وتوافر معامل أمان كاف ضد الإتهيار وعدم الإتران .

٣٠ التصميم بطريقة المرونة (طريقة إجهاد التشغيل)

: Elastic (Working Stress) Design Method

طريقة المرونة (طريقة إجهاد التشغيل) ما زالت تستخدم في عدة بلاد نامية (منها مصر) حيث الإمكانيات متواضعة وتكنولوجيا تنفيذ الخرسانة محدودة وعند استخدام هذه الطريقة في التصميم يجب استيفاء شروط الأمان بتحقيق الآتي :

أ- أن لا تتعدى قيم الإجهادات في كل من الخرسانة و صلب التسليح تحت تأثير أحمال التشغيل قيم الإجهادات المسموح بها .

ب- أن يتم استيفاء الشروط الخاصة بحالات حدود التشكل والتخيم .

ويبين الجدول (٣-٤) الإجهادات المسموح بها لتشغيل الخرسانة و صلب التسليح

لخرسانة تتراوح إجهاداتها المميزة بعد ٢٨ يوما بين ١٥٠ ، ٣٠٠ كجم/سم^٢ ،

جدول (٣-٤) إجهادات التشفيل للخرسانة والصلب

[illegible]

وتعرف أحمال التشغيل بأنها الأحمال المتوقعة حدوثها تحت ظروف التشغيل والتي تكون احتمالات الزيادة في قيمتها لا تتعدى ٥٪ وتشمل هذه الأحمال كل الأحمال الحية والدائمة وضغط الرياح والأثربة والسوائل والأحمال الديناميكية وأيضا تأثيرات فرق الهبوط وأفعال الزحف والانكماش وتغيرات درجة الحرارة. ويؤخذ تأثير الزلازل في الأجزاء المعرضة لها.

التصميم بطريقة حالات الحدود Limit States Design Method :

لا يجوز استخدام هذه الطريقة للتصميم في حالة ما إذا كانت المقاومة المميزة للخرسانة بعد ٢٨ يوما أقل من ٢٠٠ كجم/سم^٢ (الكود المصري) أو أقل من ٢١٠ كجم/سم^٢ (ACI) . وفي هذه الطريقة يتم استيفاء شروط استخدام معاملات أمان كافية لأحمال وأفعال التشغيل للوصول على الأحمال والأفعال القصوى التي يبلغ عندها المنشأ حدا من حالات الحدود ويؤخذ عندها حساب هذه الحدود كافة العوامل التي تؤثر سلبيا على مقدرة المنشأ في مقاومة الأحمال والنتيجة عن عوامل تخفيض لمقاومات المواد والتفاوتات المقبولة سواء في التنفيذ أو في الحسابات على ألا يتجاوز ذلك الحدود المسموح بها. ويمكن تحديد حالات الحدود فيما يلي :

- حالة حد المقاومة القصوى Ultimate Strength Limit State وهو الحد الذي يضمن عدم حدوث انهيار للمنشأ أو لأجزاء منه والنتيجة عن وصول القطاع إلى حد المقاومة القصوى له. وهذا الحد يتحكم في طبيعة انهيار أجزاء المنشأ.

- حالة حد الإتران Stability Limit State وهو الحد الذي يضمن عدم حدوث انهيارات ناتجة عن الإنبعاج Buckling أو الانقلاب Overturning أو الطفو Uplift أو الإنزلاق Sliding للمنشأ.

- حالات حدوث التشغيل Serviceability Limit State وهي الحدود التي يؤثر تجاوزها سلبيا على استخدام المنشأ ومثاقته وهي تضم حالات حدود التشكل والتخيم وهي الحالات التي تضمن عدم حدوث تشكلات أو ترخيم يتجاوز الحدود المسموح بها والتي تؤثر على كفاءة استخدام عناصر المنشأ. كما تضم حالات حد التشرخ وهي الحالة التي تضمن عدم حدوث شروخ باتساع يؤثر سلبيا على كفاءة المنشأ أو تحد من صلاحيته أو طول فترة هذه الصلاحية أو تؤثر على المظهر العام لأجزائه.

وفي هذه الطريقة تحسب الأحمال والأفعال القصوى على عناصر المنشأ المختلفة بضرب أحمال التشغيل - المعرفة في طريقة إجهاد التشغيل - في معاملات زيادة الأحمال كما هو مبين في جدول (٣-٥).

جدول (٣-٥) : الأحمال القصوى •

كود المعهد الأمريكى للخرسانة ACI	الكود المصرى للمتعلقات الخرسانية •	حالة التجميل
$U = 1.4D + 1.7L$	$U = 1.4D + 1.6L$	$L > 0.75 D$
$U = 1.4D + 1.7L$	$U = 1.5 (D + L)$	$L \leq 0.75 D$
$U = 0.75 (1.4D + 1.7L + 1.7W)$ $U = 0.9D + 1.3W$	$U = 0.8 (1.4D + 1.6L + 1.6W)$ $U = 0.9D + 1.3W$	الحمل الحى + ضغط الربح (W)
$U = 0.75 (1.4D + 1.7L + 1.7S)$ $U = 0.9D + 1.3S$	$U = 0.8 (1.4D + 1.6L + 1.6S)$ $U = 0.9D + 1.3S$	الحمل الحى + حمل الزلازل (S)
	$U = 0.8 (1.4D + 1.6L + 1.4T)$ $U = 1.4 (D + T)$	الحمل الحى + تأثير التغيرات الحرارية، التزحف، الانكماش هبوط الركائز (T)
	$U = 1.4D + 1.6L + 1.6K$	الحمل الحى + الأحمال الديناميكية (K)

D = الأحمال الدائمة (الميتة)، L = الأحمال الحية

معنى تصميم الأساسات :

تصميم الأساس يعنى إيجاد المعلومات الآتية :

- عمق ومنسوب التأسيس •
- مساحة الأساس وأبعاده من حيث الطول والعرض •
- سمك الأساس ومنها تحديد الغطاء الخرسانى •
- تحديد التسليح اللازم للأساس وتوزيعه •
- عمل للتأكدات اللازمة ليتحمل الأساس إجهادات القص والتعب والتمسك •
- كما يجب على مصمم الأساس تحديد :
- إحتياطات الحفر وسند جودته •
- الإحتياطات الواجب تنفيذها لحماية مباني وأساسات الجيران •
- إحتياطات تربة التأسيس مثل التمدد أو الإحلال أو للتسسين •
- طريقة وكيفية نزع المياه الجوفية •

طريقة حماية الأساسات من الظروف المحيطة بها مثل العزل بالمواد الغير منفذة.

- مكونات حرسانة الأساسات ونوع الأسمنت المستخدم وطريقة التنفيذ.

- مادة الردم حول الأساسات وكيفية تنفيذه.

- بيان الكمات الرابطة للأساسات وتفصيلاتها الإنشائية وكذلك السمات الحاملة للحوائط.

- أى احتياطات أخرى لتنفيذ الأساسات.

المقاطع الحرجة لتصميم الأساسات Critical Sections :

بعد تحديد عمق التأسيس وتعيين مساحة الأساس بمعرفة الحمل وضغط التماس يعين

عزم الانحناء وتؤخذ أقصى قيمة له. وعادة يكون المقطع الحرج للعزم للأساس المفرد حول

العمود شكل (٣-٨) أما للأساسات المتحدة فيتم رسم عزم الانحناء وتعين القيمة القصوى منه

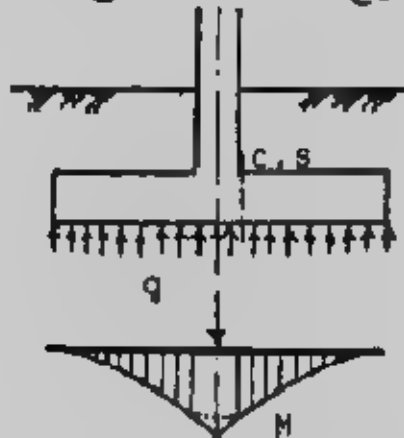
شكل (٣-٩).

أما المقطع الحرج للقص Shear فيؤخذ على بعد d من وجه العمود شكل (٣-١٠) أما

المقطع الحرج للقص الثاقب Punshing فيؤخذ حول العمود على بعد $d/2$ ويلاحظ أن المقطع

للحرج للقص الثاقب لعمود الركن يكون من اتجاهين فقط ولعمود الحافة من ثلاث اتجاهات أما

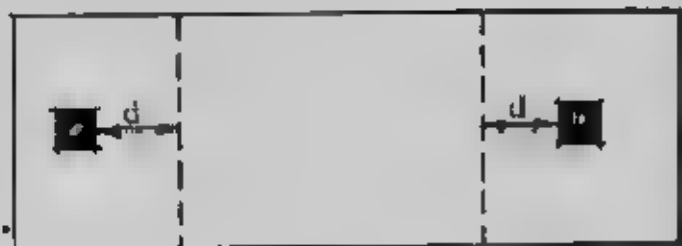
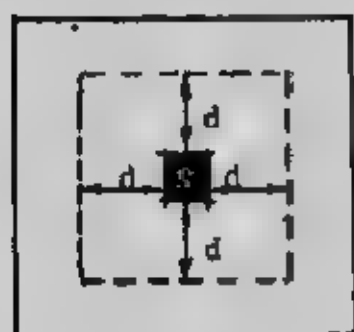
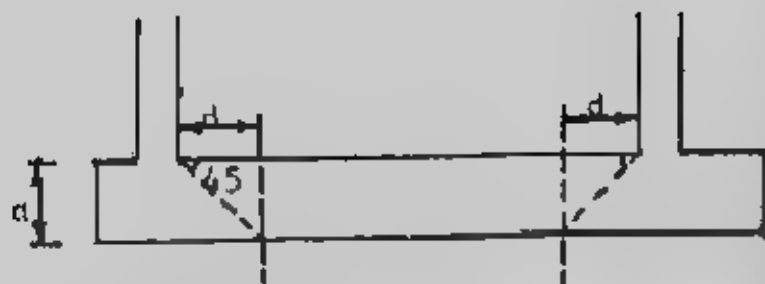
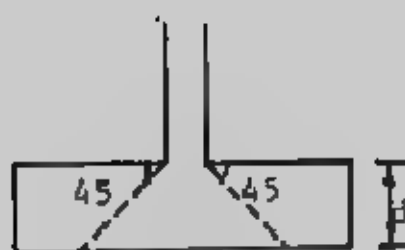
العمود الداخلى فيكون المقطع الحرج من الجهات الأربع شكل (٣-١١).



شكل (٣-٨): المقطع الحرج فى الأساس المفرد.



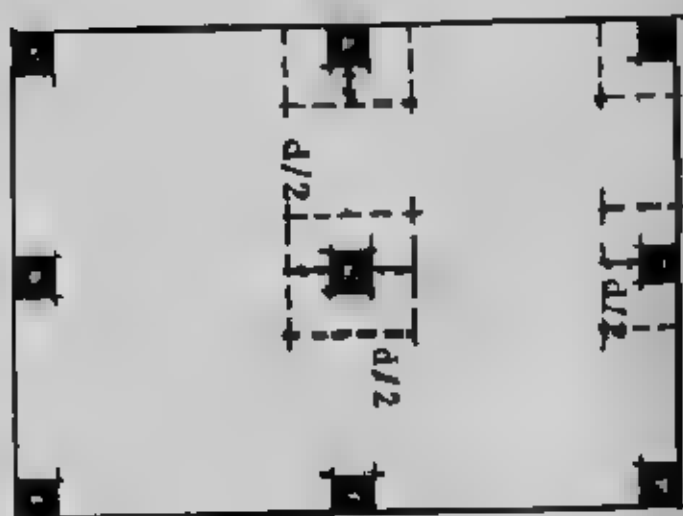
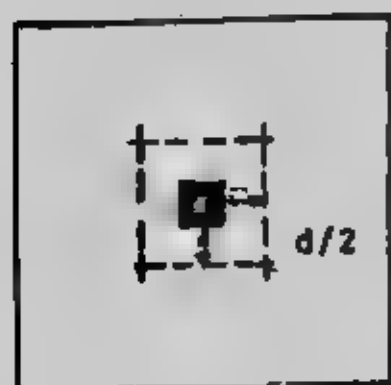
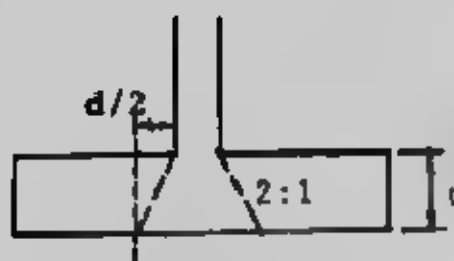
شكل (٣-٩): المقاطع الحرجة للعزوم للأساسات المتحدة.



أ - ماني مقطع

أ - ماني مفرد

شكل (٣-١٠): المقاطع الحرجة للقوس.



شكل (٣-١١): المقاطع الحرجة للقوس الثاقب.

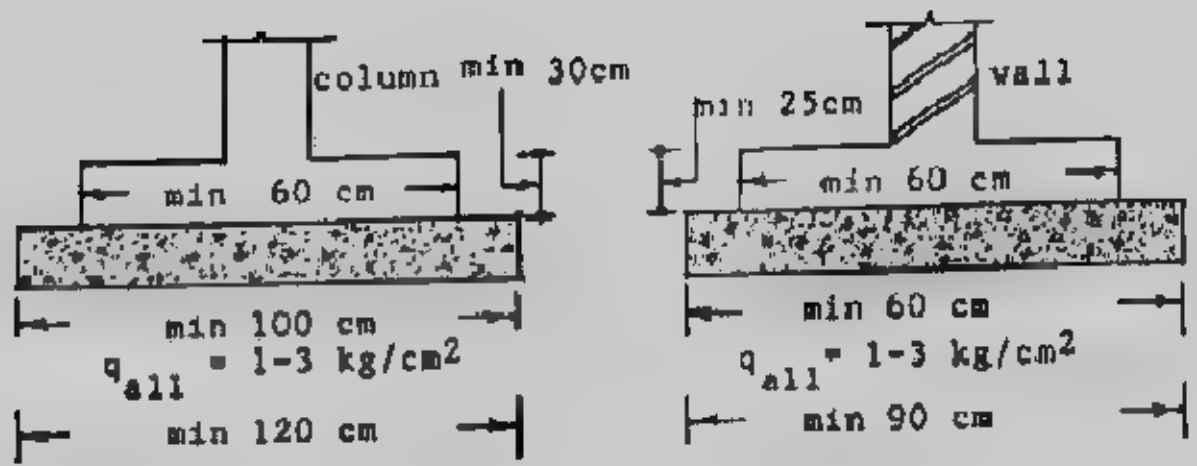
حديد التسليح للأساسات : Foundation Reinforcements :

الأساسات تعامل معاملة البلاطات حيث يجب أن تسليح بما لا يقل عن خمسة أسياخ في المتر في التصميم بطريقة إجهادات التشغيل على أن يكون التسليح شبكة (أى فى الاتصاهين) . كما يجب ألا يقل قطر أسياخ التسليح عن $\phi 13 \text{ mm}$. كما يجب ألا تقل المسافة بين أسياخ التسليح عن ٢٠ سم أو ١,٣٣ من المقاس الاعتبارى الأكبر (ACI) وتحدد بعض الكودات العربية (مثل السوري) مسافة ٨ سم كأقل مسافة بين حديد التسليح وعلى ذلك فيلصق بالآلا يزيد عدد الأسياخ عن ١٢ سيخا فى المياني الإعتيادية ويجب ألا تزيد المسافة بين أسياخ التسليح عن ٢٠ سم فى جميع الحالات عند التصميم بطريقة إجهادات التشغيل .

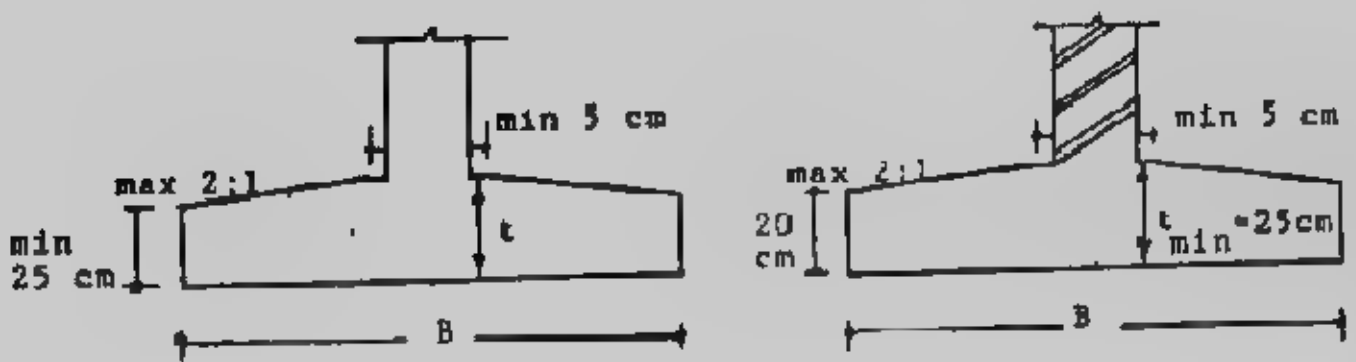
أما عن أدنى نسب حديد تسليح فى الأساسات فلتقد اختلفت فيها الكودات فبعضها يأخذ نسبة ١,٢٥٪ من مساحة المقطع الخرساني للصلب الطرى ٣٥/٢٤ و ١,١٥٪ للصلب عالى المقاومة (الكود المصرى) وبعضها الآخر بأحد أقل نسبة حديد تسليح بين ٠,١٨٪ إلى ٠,٢٠٪ من مساحة القطاع الخرساني حسب قيمة إجهاد الخضوع لحديد التسليح $(ACI)F_y$ وتبين الجداول (٣-٦، ٣-٧) أسياخ حديد التسليح التي يمكن استخدامها .

أبعاد خرسانية : Concrete Dimensions :

ت حسب من التصميم الأبعاد الخرسانية مثل مساحة الأساس وتخالفته كما تقترح قيمة العطاء الخرساني . وأقل أبعاد للأساس الخرسانية المسلحة الغير حامل والمعتدل أسفل الشدائد الطويلة هي ٦٠ سم × ٦٠ سم × ٣٠ سم سمك وتسليح $\phi ٤$ ١٣ فى كل اتجاه . أما بالنسبة لأساسات الأعمدة فلا يقل البعد الأصغر لها عن ١٠٠ سم للتربة القوية ($q_{na} < 3$) . وعن ١٢٠ سم فى التربة الضعيفة ($q_{all} \leq 1 \text{ kg/cm}^2$) هذا بالنسبة للأساسات المرتكزة على الأرض مباشرة (أساسات الخرسانة العادية) أما بالنسبة لأساسات الخرسانة المسلحة المرتكزة على لخرسانة العادية فلا يقل البعد الأصغر لها عن ٦٠ سم . وبالنسبة لأساسات الحوائط أو الأساسات الشريطية المرتكزة على التربة مباشرة فلا يقل عرضها عن ٦٠ سم فى التربة القوية ولا عن ٩٠ سم فى التربة المصعفة شكل (٣-١٢) . أما الحد الأدنى لسمك (تخانة) الأساسات المسلحة فيجب ألا يقل عن ٢٥ سم لأساس الحوائط أو الشريطية وألا يقل عن ٣٠ سم لباقي الأنواع شكل (٣-١٢) . أما القواعد الهرمية ذات الميل فلا يقل سمك الأساس عند الحاجة عن القيم المذكورة فى الفقرة السابقة ولا يزيد الميل عن ١ : ٢ وألا تطلب عمل شندات للسطح العلوى للأساس . كما يجب أن يترك سطح الأساس أفقيا حول العمود بمسافة لا تقل عن ٥ سم وذلك لتسهيل تنفيذ الشدة الخشبية الرأسية للعمود . شكل (٣-١٣) .



شكل (٣-١٢): الأبعاد الدنيا للقواعد.



شكل (٣-١٣): القواعد الهرمية.

ويحدد سمك الأساس من التصميم بحيث يغطي جهد التماسك للأشبار الواصلة من تسليح العمود للأساس، جهد التقب أو اختراق العمود بالقاعدة، جهد القص والعزوم. ويجب تحديد سمك الغطاء الخرساني بحيث يكون كافياً لحماية حديد التسليح من التآكل. وبالنسبة لأعمال الخرسانة المعرضة للتربة بشكل مستمر يجب ألا يقل الغطاء الخرساني عن ٧ سم. أما الأعمال الخرسانية المعرضة لتأثير الكيماويات في التربة أو المياه الجوفية فيجب ألا يقل هذا الغطاء عن ٧ سم. ويحدد معهد الخرسانة الأمريكي (ACI) سمك الغطاء الخرساني للأساسات بقيمة ٧.٥ سم، وعموماً فإننا ننصح ألا يقل الغطاء الخرساني للأساسات عن ٧ سم. شكل (٣-١٤).

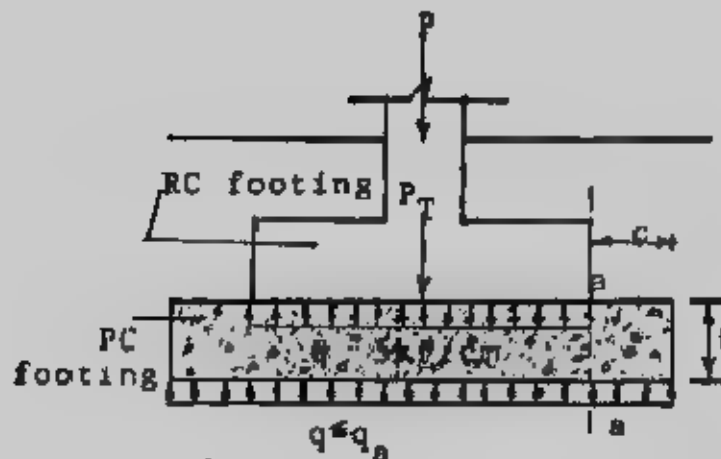
الخرسانة العادية للأساسات Foundation Plain Concrete :

لا تقذف القواعد المسلحة للأساسات على تربة التأسيس مباشرة بل تنفذ على فرشاة من الخرسانة العادية أو فوق قواعد من الخرسانة العادية أو لبشة من الخرسانة العادية. وفائدة الخرسانة العادية أسفل الخرسانة المسلحة للأساسات متعددة، منها عدم اختلاط الخرسانة المسلحة بالتربة وكذلك تسوية سطح التأسيس بالخرسانة العادية ثم استخدامهما في إعداد سطح مستو نظيف

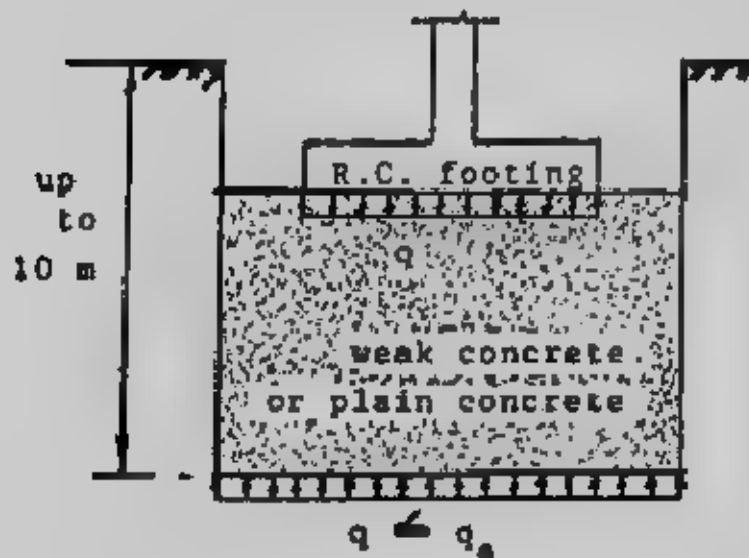
لتفديد أعمال الحدادة والشدات للخرسانة المسلحة، إضافة إلى ذلك فتستخدم الخرسانة العادية في توزيع الأحمال الواصلة من الخرسانة المسلحة للتربة. وقد تستخدم لنقل الحمل لطبقة من التربة على بعد غير سطحي والخرسانة العادية أسفل الخرسانة المسلحة عدة حالات نوردتها فيما يلي



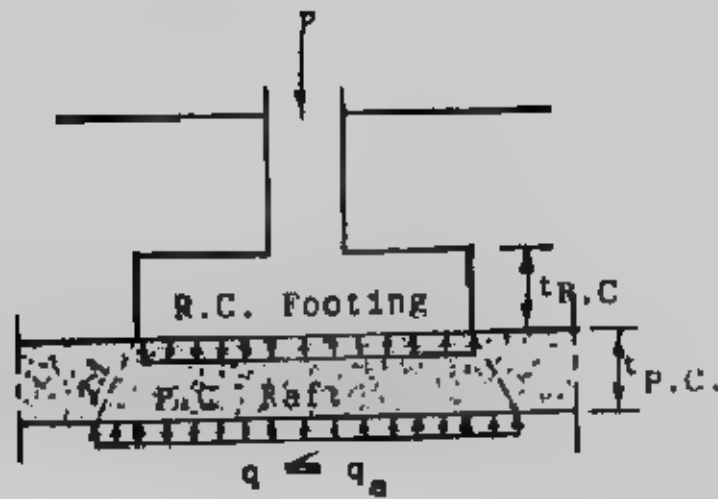
شكل (٣-١٤): للغطاء الخرساني.



شكل (٣-١٥): قاعدة من الخرسانة العادية.



شكل (٣-١٦): الابار الإسكندراني.



شكل (٣-١٧): لبشة من الخرسانة العادية.

الحالة الأولى : فرشة من الخرسانة العادية :

توضع فوق تربة التأسيس طبقة نظافة من الخرسانة العادية بسبك ١٥-٢٠ سم وتعمل هذه الطبقة كطبقة نظافة فقط ولا تؤثر على قدرة التحمل أو على إجهادات التصميم ولذلك فتحسب مساحة الأساس من حمل العمود وقدرة التحمل للتربة (جهد التربة) وفي هذه الحالة يكفي أن يكون بروز الخرسانة العادية عن المسلحة بمقدار ١٥-٢٠ سم.

الحالة الثانية : قواعد منفصلة من الخرسانة العادية بسبك ≤ ٣٠ سم :

توضع فوق تربة التأسيس قاعدة منفصلة من الخرسانة العادية بسبك أكبر أو يساوي ٣٠ سم وتنفذ فوقها القواعد المسلحة. وتعمل قاعدة الخرسانة العادية على توزيع الإجهاد الواصل إليها من القاعدة المسلحة إلى قيمة أقل من الجهد إلى التربة بينما يتناسب مع قدرة تحملها. وفي هذه الحالة تحسب مساحة القاعدة الخرسانية العادية من :

$$A_{p.c} = P_T / q_a \quad , \quad q = P_T / A_{p.c} \text{ actual}$$

ثم يفرض سمك الخرسانة العادية بقيمة أكبر أو يساوي ٣٠ سم حسب منسوب تربة التأسيس وجهد التربة المراد الوصول إليه ويجب أن يكون جهد الشد في الخرسانة العادية عند المقطع a.a في شكل (٣-١٥) أقل من جهد الشد المسموح به لنوعية الخرسانة العادية المستعملة وهو يساوي حوالي ٣ إلى ٤ كجم/سم^٢ . ويأخذ العزوم عند المقطع a.a

$$M = 0.5 q_0^2$$

حيث q هي الإجهادات الفعلية للتربة الناتجة من قسمة الحمل على المساحة الفعلية المأخوذة للقاعدة العادية (بعد تقريب أبعادها لأقرب سم) وهي قيمة مساوية أو أقل قليلاً من جهد التربة (قدرة التحمل) q_{all} .

وإجهادات الشد القصوى على قاع المقطع $a.a$ هي :

$$q_t = \frac{6M}{t^2}$$

$$\therefore q_t = \frac{3qC^2}{t^2}$$

ومن ذلك نجد أن :

$$C = t \sqrt{\frac{q_t}{3q}}$$

وعلى اعتبار أن $q_t = 4 \text{ kg/cm}^2$ للخرسانة فإن :

$$C = t \sqrt{\frac{1.33}{q}}$$

وعلى ذلك ففرقة الخرسانة العادية عن المسلحة C تكون

$q \approx q_{all} = 1$	1.25	1.5	2	2.5	3	kg/cm^2
$C = 1.15$	1.06	0.94	0.82	0.73	0.67	t

وبمعرفة C يمكن تحديد مساحة القاعدة المسلحة ثم يعين ضغط التماس بين الخرسانة العادية والمسلحة q حيث :

$$q = P_T / A_{R.C.} \leq 5 \text{ kg/cm}^2$$

ويجب ألا يزيد ضغط التماس بين الخرسانة العادية والمسلحة عن ٥ كجم/سم^٢ وإذا زاد هذا الضغط عن ٥ كجم/سم^٢ فيجب زيادة مساحة القاعدة وتصمم القاعدة المسلحة على ضغط التماس بينها وبين الخرسانة العادية وتستخدم هذه الحالة إلى سمك يصل إلى ١,٠٠٠ متراً. وتستخدم هذه الحالة أيضاً لرفع منسوب التأسيس بالخرسانة العادية بقيمة تصل إلى ١,٠٠٠ متراً.

الحالة الثالثة : آبار من الخرسانة العادية (الآبار الإسكندراتي) :

حينما يزيد سمك القواعد العادية عن ١,٠٠٠ متراً للوصول للطبقة القوية التي تتحمل الإجهادات المطلوبة والتي قد يصل عمقها إلى ١٠ أمتار فإن الخرسانة العادية تشكل بئراً عميقاً شكل (٣-١٦) ولتعيين مساحة مقطع البئر تستخدم الطريقة المبينة في الحالة الثانية ويحدد عمق البئر حسب بعد الطبقة التي تتحمل الإجهادات الواصلة من العمود. ونظراً للعمق الكبير للبئر فإن جهد التماس بين الخرسانة العادية للبئر والخرسانة المسلحة فوقها يؤخذ بقيمة مرتفعة تتراوح

بين ٥ إلى ١٠ كجم/سم^٢ وتتوقف هذه القيمة في اختبارها على عمق البئر وبوعية الخرسانة وطريقة التنفيذ. ويطلق على آبار الخرسانة العادية هذه الآبار الإسكندرائي، وهي حل وسط بين الأساسات السطحية والعميقة وتستخدم الآبار الإسكندرائي في حالة عدم وجود مياه أرضية وينفذ حفر البئر يدويا وبدون سند للعوائب إلا نادرا ويملأ البئر بخرسانة عادية فقيرة أو رمل مثبت أو طبقات مذكوكة من الرمل والزلط وعادة لا تقل أقطارها عن ١,٥ مترا والعمق إلى القطر يكون أقل من ١٠.

الحالة الرابعة : لبشة من الخرسانة العادية :

حينما تتقارب القواعد الخرسانة العادية المنفصلة من بعضها فإنه يمكن عمل قاعدة واحدة تغطي الموقع كله أو جزء منه تسمى لبشة من الخرسانة العادية. كذلك تستخدم اللبشة العادية حينما تربط القواعد المسلحة بميد الربط والشدادات في نفس منسوب القواعد المسلحة. لأن ميد الربط يجب أن تنعد على خرسانة عادية أيضا. وفي هذه الحالة يعين ضغط التماس بين التربة واللبشة من تأثير كل الأحمال على مساحة اللبشة ويجب أن تكون أكبر قيمة لضغط التماس أقل من الجهد الأمن للتربة. كذلك الفروق في ضغط التماس يجب ألا تكون كبيرة حتى لا تتعرض اللبشة إلى فرق كبير في الإجهادات وبالتالي هبوط نسبي متفاوت. كما لا يسمع بتكون إجهادات شد بأي حال من الأحوال. وحينما تكون المسافات بين القواعد المسلحة كبيرة نسبيا فإن ضغط التماس بين اللبشة والتربة أسفل كل عمود يجب أن يكون متساويا ويتم ذلك بتحديد المساحة من اللبشة أسفل العمود المعرضة لضغط التماس حيث يتم توزيع الحمل من القاعدة المسلحة إلى اللبشة بمول ٢ : ١ شكل (٣-١٧) ويتم تحديد هذه المساحة من قمة الحمل على جهد التربة وبالزاح يمكن تعيين مساحة القاعدة المسلحة وضغط التماس بينها وبين اللبشة والذي يجب ألا يتعدى ٥ كجم/سم^٢ وتصمم القاعدة المسلحة على هذه القيمة. وإذا تعدى ضغط التماس بين القاعدة المسلحة واللبشة هذه القيمة يراد سمك اللبشة العادية.

طبقات الإحلال Replaciment Layers :

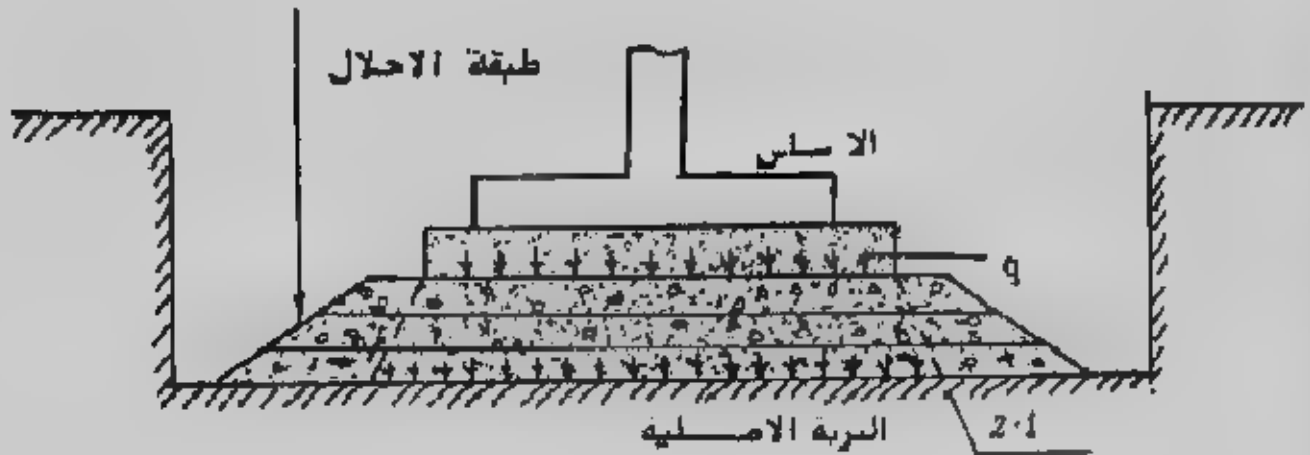
عند تنفيذ الأساسات على التربة قد يستلزم الأمر رفع منسوب التماس أو زيادة قدرة تحمل التربة أو البعد عن منطقة تأثير المياه الجوفية أو حماية الأساسات من تأثير المياه. ويتحقق هذا كله أو بعضه باستخدام طبقات إحلال من تربة أخرى تورد وتنفذ على تربة الموقع. وعادة ما تنفذ تربة الإحلال من تربة أقوى من التربة الأصلية في الموقع أو على الأقل مساوية لها. كما تنفذ تربة الإحلال على طبقات سمك كل منها لا يتعدى ٣٠ سم حيث يتم دمك كل طبقة إلى قيم ٩٥-٩٧٪ من أقصى كثافة جافة معسية ويستلزم ذلك بطبيعة الحال إتعام الدمك بإحدى الوسائل

المعروفة مع الرش بالمياه بالمحتوى المائى الأمثل (OMC) للوصول إلى أقصى دمك بأقل جهد دمك.

وتوجد عدة أنواع لتربة أو طبقات الإحلال حسب الغرض منها :

١- الإحلال بتربة الزلط والرمل :

حينما يراد رفع منسوب الأساس أو زيادة قدرة تحمل التربة عند منسوب الأساس تستخدم طبقات إحلال من خليط الزلط والرمل بنسبة ٢ : ١ أو ١ : ١ حسب نوع كل من الزلط والرمل شكل (٣-١٨).



شكل (٣-١٨): طبقات الإحلال.

وفى حالة القواعد المفصلة فإن طبقات الإحلال تلعب دورا كبيرا فى تخفيف الإجهاد الواصل من القواعد إلى التربة الأصلية حيث تصمم القواعد على جهد تربة الإحلال q_0 والتي تتوقف على نوع مادة الإحلال وتقوم طبقات الإحلال بتوزيع الجهد q_0 بنسبة ٢ : ١ خلالها لتصل إلى التربة بمقدار q_1 التي يجب أن تكون أقل أو تساوى قدرة تحمل التربة الأصلية. وبطريقة عكسية يحدد سمك طبقة الإحلال التي تعطى قيمة معقولة لجهد التربة التصميمى عند منسوب الأساس أعلى طبقة الإحلال.

فإذا كان جهد التربة الأصلية هو ٠.٤ كجم/سم^٢ ومطلوب تحديد سمك طبقة الإحلال من الزلط والرمل للحصول على جهد تصميمى أعلى طبقة الإحلال مقداره ١ كجم/سم^٢ لقواعد مساحة التماس لها ٢ × ٢ مترا فإن :

$$q_1 = q_0 A_0 / A_1$$

$$0.4 = 1 \times 2 \times 2 / (2 + y) (2 + y)$$

ومن ذلك فإن سمك طبقة الإحلال γ يكون ١.٢ متراً يحقق المطلوب ويبين الجدول (٨-٣) قيم تخفيض الإجهاد $\frac{q_0}{q_1}$ للقواعد المربعة عند التحانات المختلفة لطبقات الإحلال.

جدول (٨-٣) قيم $\frac{q_0}{q_1}$ المناظرة لسمك طبقة الإحلال للقواعد المربعة.

عرض القاعدة المربعة بالمتر					سمك طبقة الإحلال بالمتر
٣	٢.٥	٢	١.٥	١	
٠.٧٣	٠.٦٩	٠.٦٤	٠.٥٦	٠.٤٤	٠.٥
٠.٥٦	٠.٥١	٠.٤٤	٠.٣٦	٠.٢٥	١.٠١
٠.٤٤	٠.٣٩	٠.٣٣	٠.٢٥	٠.١٦	١.٥٠
٠.٣٦	٠.٣١	٠.٢٥	٠.١٨	٠.١١	٢.٠٠
٠.٣٠	٠.٢٥	٠.٢٠	٠.١٤	٠.٠٨	٢.٥٠
٠.٢٥	٠.٢١	٠.١٦	٠.١١	٠.٠٦	٣.٠٠

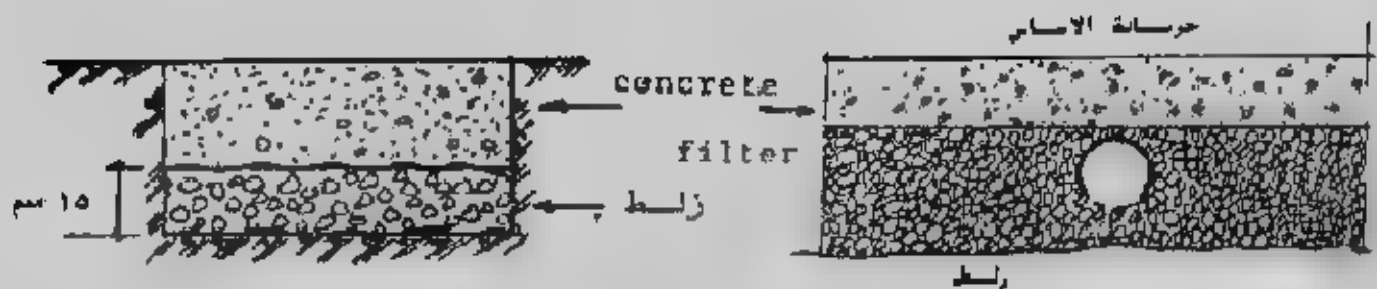
يلاحظ أنه في حالة أساسات البشة فإن طبقات الإحلال تكون عديدة الجدوى في تخفيض الإجهادات على التربة الأصلية ولكن تستخدم طبقات الإحلال في هذه الحالة لرفع منسوب التأسيس فقط. وقد يكون رفع منسوب التأسيس بفرض إبعاد الأساسات المسلحة عن منطقة تذبذب منسوب المياه الجوفية، أو قد يكون بفرض رفع الأساسات المسلحة فوق منسوب المياه الجوفية.

٢- الإحلال بطريقة الزلط :

تستخدم تربة الإحلال بالزلط أسفل الأساسات لتعمل كنظام لتصريف المياه الجوفية أو لأبعاد المياه الجوفية عن خرسانة الأساسات، ٥ سم من التربة الزلطية كافية لتحقيق هذا الغرض وفي هذه الحالة تعمل تربة الزلط كمرشح Filter حيث تتحرك المياه أفقياً لتستقبلها أنظمة الصرف إلى الشبكات العمومية أو إلى مصدر آخر للصرف وشكل (٣-١٩) يبين بعض حالات استخدام تربة المرشح لتحريك المياه الجوفية أسفل الأساسات.

٣- الإحلال بالخرسانة الضعيفة : (الإحلال المثبت) :

قد لا تجدى وسائل تصريف المياه الجوفية في التخلص من كل المياه الجوفية بعد الحفر للتأسيس ولذلك تنفذ طبقة إحلال من الخرسانة الضعيفة الأسمنت القليلة الماء (المفللة) التي وقد



شكل (٣-١٩): الإحلال بترربة الزلط.

ترمى بالموقع والذي به بعض المياه الجوفية التي تدخل في خلطة الخرسانة الضعيفة. وقد تعمل هذه الطبقة على كتم المياه الجوفية لحين إتمام تنفيذ الأساسات.

٤- الإحلال بترربة الرمل :

قد يستخدم الرمل في الإحلال لرفع المنسوب أو لتخفيض الإجهادات على التربة الأصلية نظراً لرخس ثمن الرمل ولكن الرمل يستخدم أساساً حينما تكون التربة الأصلية تربة قابلة للانتفاخ. ويعمل الرمل الخشن عند استخدامه كتربة إحلال في هذه الحالة كطبقة مرنة يمكنها امتصاص الانتفاخ الناتج من التربة الأصلية السفلية.

٥- طبقة النظافة :

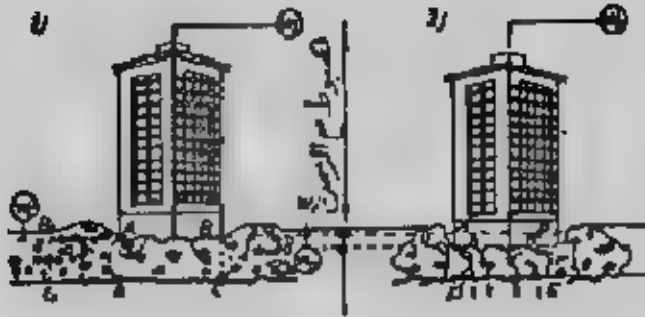
عند الحفر للأساسات قد يحدث ثروب للتربة الناعمة أو فوران للتربة الرملية وذلك في وجود المياه الجوفية ويمكن هنا استخدام طبقة رقيقة من الرمل أو الزلط والرمل كطبقة نظافة لتنفيذ الأساسات فوقها ويكون سمك هذه الطبقة من ١٠ إلى ٢٥ سم.

أسباب فشل الأساسات السطحية :

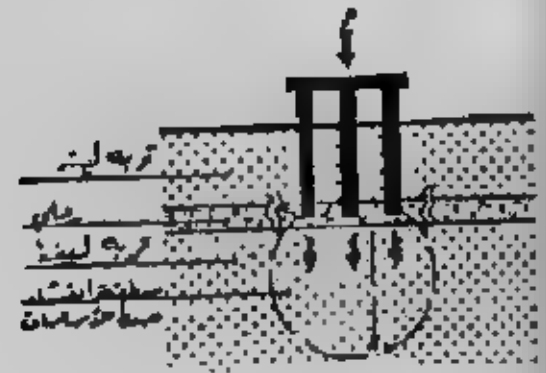
كثير من تصدعات وانهارات المنشآت ترجع إلى تصدع أو فشل الأساسات وفيما يلي بعض أسباب فشل أو تصدع الأساسات :

- ١- عدم القيام بدراسة الموقع وأبحاث التربة أو الدراسة الغير سليمة من حيث عدد الجسات وأعماقها ونوعها.
- ٢- التوصيف الخاطئ لتربة الموقع.
- ٣- عدم مراعاة الدقة في تحديد خواص التربة.
- ٤- التغير مستقبلاً في خواص التربة وفي منسوب المياه الجوفية.
- ٥- عدم إجراء تحليل كيميائي للتربة وللمياه الجوفية.
- ٦- الحفر لعمق يزيد عن أعماق أساسات المنشآت المجاورة بدون عمل الدراسات والاحتياطات اللازمة أو اختلاف مستوى التأسيس أو الحفر بجوار مبنى قديم.

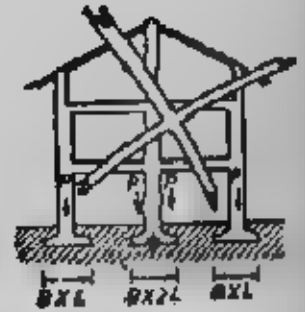
- ٧- استخدام طريقة غير مناسبة لنزح المياه الأرضية أو سحب مياه جوفية من بئر مجاور أو تسرب المياه الجوفية من حفرة مجاورة.
 - ٨- وجود مصدر للاهتزازات زائدة أو مرور مركبات ثقيلة بحوار مبنى قائم.
 - ٩- عدم إتزان القوى الأفقية أو تعرض طبقة التأسيس للهزات الأرضية.
 - ١٠- التحميل الزائد على التربة أو على المبنى أو جزء منه أو بجوار المبنى.
 - ١١- الهبوط الكلي للتربة والهبوط النسبي المتفاوت.
 - ١٢- استخدام أنواع غير مناسبة من الأسامات أو عدم تناسب أبعاد الأساسات مع التربة.
 - ١٣- تأسيس الأجزاء المختلفة لنفس المنشأ على طبقة مختلفة من التربة أو نغدت بطريقة سيئة.
 - ١٤- طفق المياه داخل البندرومات.
 - ١٥- صدأ حديد التسليح في الأسامات والعناصر القريبة من التربة.
 - ١٦- نكبت الخرسانة العادية والمعلحة المعرضة للمياه الأرضية.
 - ١٧- تسرب المياه إلى الحوائط والأرضيات والبندرومات مما يؤدي إلى هبوط الأرضيات وتلف توصيلات الكهرباء والتليفون وتدهور البياض والرخام.
- وتلعب المياه الأرضية مع التربة دورا كبيرا في تكوين وسلوك الظروف المحيطة بالأساسات حيث تتعرض العناصر الإنشائية الملامسة للتربة أو الواقعة قرب وتحت منسوب المياه الجوفية لأضرار متنوعة بسبب التأثير الكيميائي للرطوبة والأملاح بها أو في التربة وخاصة :
- إذا تلوثت المياه الجوفية بمياه مجارى ولمدة غير بسيطة.
 - عندما تكون العناصر الإنشائية غير محمية تماما بمواد عازلة أو مقاومة للرطوبة والأملاح، وغالبا ما يكون هذا التأثير الكيميائي بطيئا بحيث يحتاج إلى عدة سنوات كي يشكل خطرا حقيقيا على استقرار هذه العناصر ومقاومتها للأحمال الواقعة عليها، ولقد اعتاد كثير من المهندسين هذا التأثير لأنه لا يمثل خطرا إلا على المدى البعيد خلال خمس سنوات أو أكثر، وتتوقف سرعة هذا التأثير على عدة عوامل بعضها يختص بالتربة مثل التركيب الكيميائي وتركيز الأملاح في المياه الأرضية وفي التربة، ومسامية التربة والبخر ودرجة الحرارة وبعضها الآخر يختص بالعناصر الإنشائية نفسها مثل جودة ونوعية المواد العازلة ونفاذية الخرسانة ونوعية المواد المستعملة وكمية الأملاح الموجودة فيها ونوع الأسمنت والإضافات.



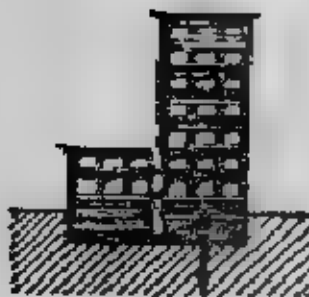
٢- الهبوط



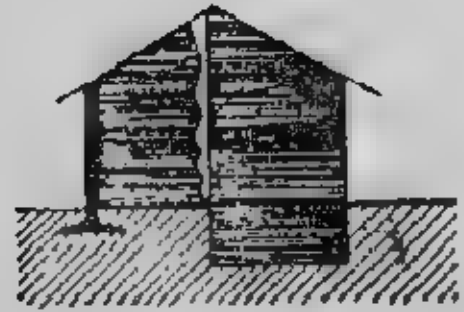
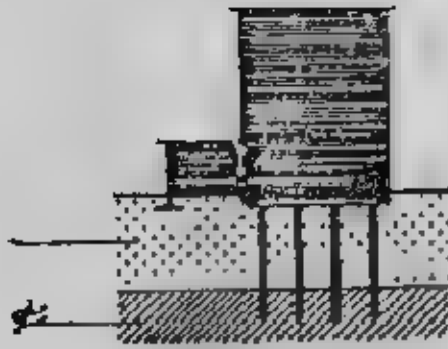
١- التأسيس على طبقة غير سموية.



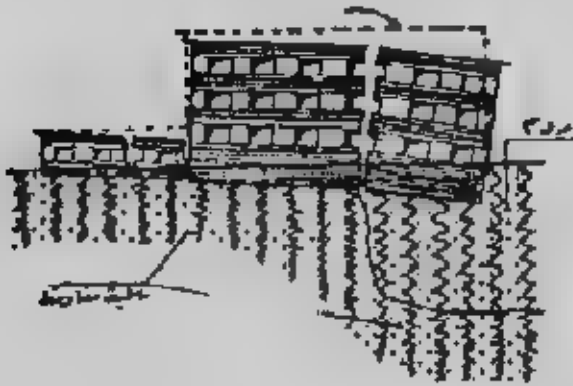
٣- الخطأ في تصميم القواعد (المساحة، العمق، التسليح).



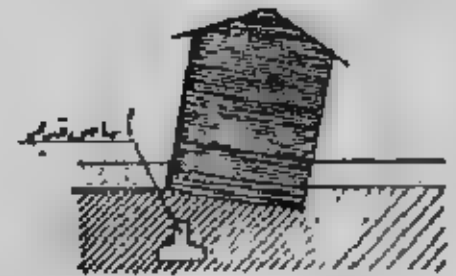
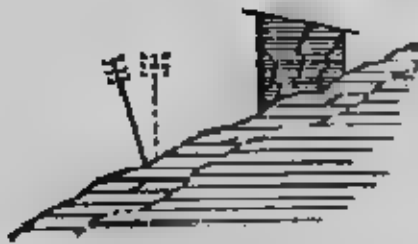
٤ تنفيذ مبان صغيرة ملاصقة لمباني عالية (أساسات مفردة أو لبشة).



٥- اختلاف مناسب التأسيس .



٦ تأسيس جزء من المبنى على ردم أو تربة لينة أو عضوية .



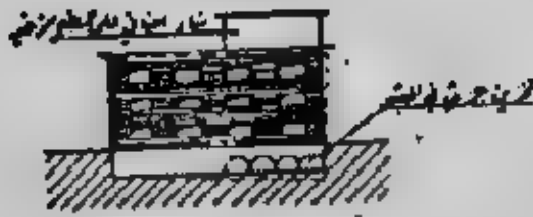
٨- التأسيس على تربة قابلة للانزلاق .

٧- التأسيس على إنشاءات قديمة .

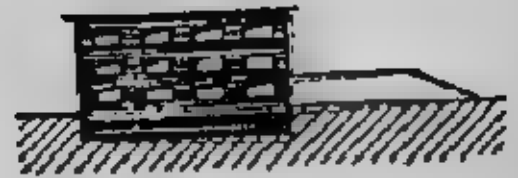


٩- تنفيذ مبنى جديد على بهوار مبنى صغير قديم .

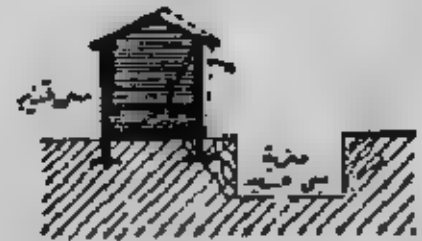
٩- التأسيس على مضخة منزلقة بجميع الاتجاهات



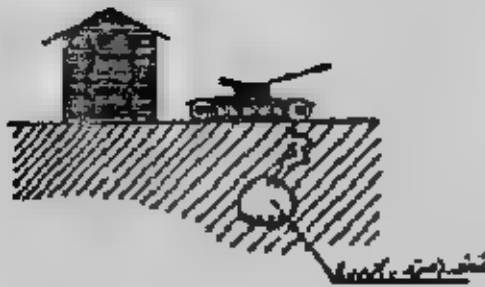
١١- التحميل على جزء من المبنى.



١٢- التحميل بجانب المبنى.

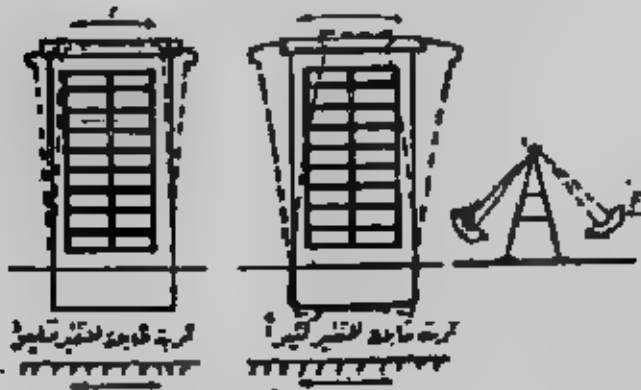


١٣- عمل حفر بجوار مبنى لمبنى جديد أو لأعمال المجارى أو المياه.



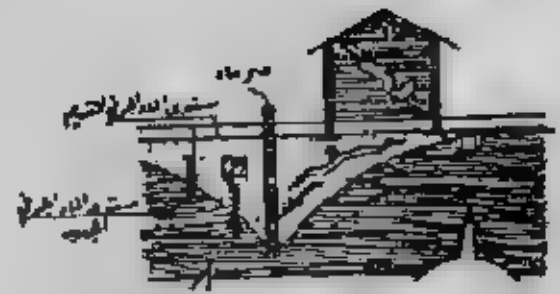
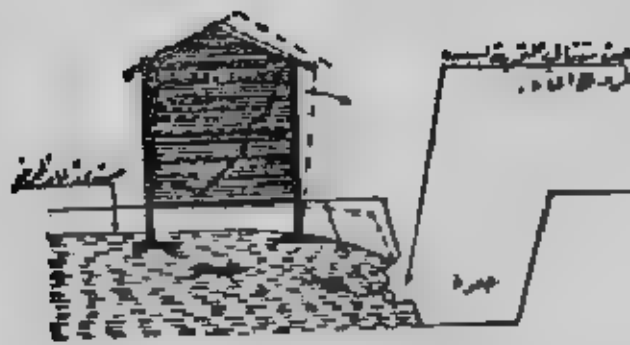
١٥- مرور مركبات ثقيلة بجوار المبنى

١٦- انهيار التدعيم المجاور لمبنى

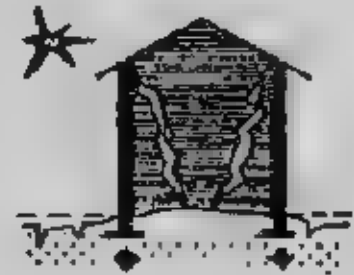


١٧- تربة قابضة لتقوية التربة

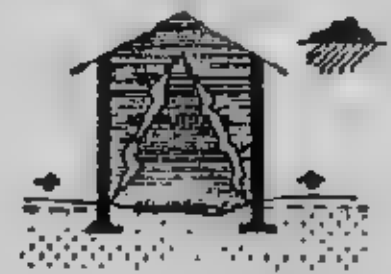
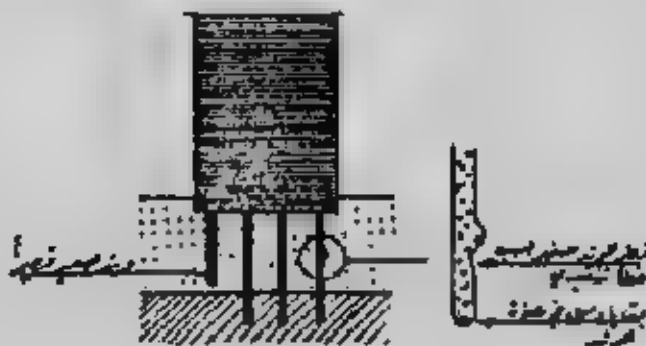
١٨- تربة قابضة لتقوية التربة



١٨- سحب مياه جوفية من بئر مجاور . ١٩- تسرب المياه الجوفية من حفرة مجاورة .



٢٠- إنكماش تربة التأسيس المحيطة . ٢١- وجود أشجار قريبة من المبنى .



٢٢- ارتفاع تربة التأسيس المحيطة . ٢٣- خطأ في تنفيذ الأساسات .

شكل (٣-٢٠): أسباب فشل الأساسات .

وتعتبر الكبريتات التي توجد بالتربة والمياه الجوفية وكذلك الأحماض الموجودة في التربة العضوية من أكثر الكيماويات الضارة بحرسانة الأساسات، وكقاعدة عامة فإن الأساسات يمكن أن تقاوم التأثير الضار لهذه الكيماويات في حالة ما إذا كانت الخرسانة المستخدمة في الأساسات عالية الكثافة، ذات محتوى أسمنتي غني مع زيادة سمك الغطاء الخرساني لحديد التسليح.

ولقد بينا بالباب الأول الإحتياجات الواجب مراعاتها في تصميم الخلطات الخرسانية المسلحة للأساسات لمقاومة الكبريتات. أما بالنسبة للكلوريدات فليس لها تأثير صاراً مباشراً على الخرسانة مهما كان تركيزها إلا أن اختراق أملاح الكلوريدات للغطاء الخرساني يساعد على صدأ حديد التسليح. ولذلك يجب التأكيد على أهمية أن تكون الخرسانة كثيفة وسمك الغطاء الخرساني من ٥-٧ سم ويفضل ٧ سم في حالة زيادة كمية الكلوريدات عن ٣٠٠٠ جزء في المليون مع استخدام غطاء عازل لخرسانة الأساسات مثل الأسفلت أو البيتومين أو تغليف الأساس بمادة غير منفذة للمياه.

ولحماية الأساسات الخرسانية من تأثير المياه الجوفية التي تحتوي على نسب عالية من الأملاح تتبع الخطوات الآتية :

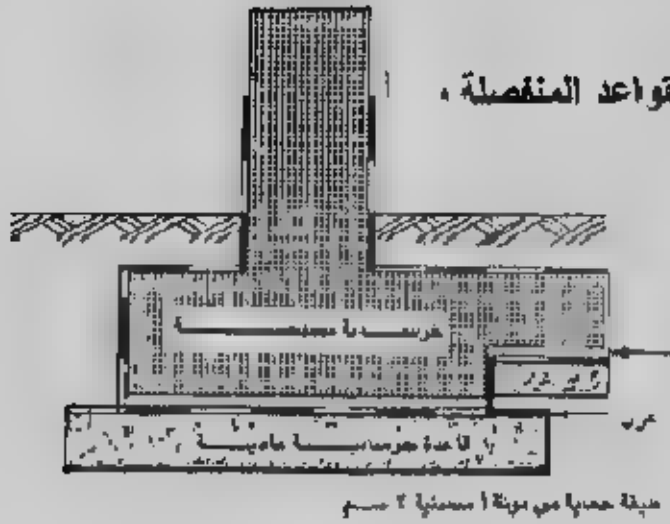
١- يجب أن تكون الخرسانة المستخدمة ذات تكوين يعطى كثافة عالية ونفاذية قليلة ويقم ذلك بأن تحتوي الخرسانة المستعملة على نسب عالية من الأسمنت لا تقل عن ٣٥٠ كجم/م^٣ ولا تقل مقاومة الإنضغاط للخرسانة عن ٢٠٠ كجم/سم^٢ بعد ٢٨ يوماً. كما يضاف إلى الخرسانة أحد الإضافات التي تقلل من نفاذية الخرسانة. كما يجب أن يكون الركام المستخدم في الخرسانة من النوع السيلسي الخالي من الشوائب الكلسية. كما يمكن استعمال الأسمنت البورتلاندي العادي في الحالات التي لا تزيد درجة تركيز أملاح الكبريتات في المياه الجوفية عن ٣٠٠ جزء في المليون، أما في الحالات التي تزيد فيها درجة تركيز أملاح الكبريتات عن ذلك فتستخدم أنواع خاصة من الأسمنت مثل الأسمنت المقاوم للكبريتات.

٢- يتم عمل طبقة عازلة للأساسات من مستحلبات بيتومينية أو من البيتومين المؤكسد الغير قابل للتشقق درجة ٢٥/٨٥. ويمكن استخدام طبقة حماية من مونة أسمنتية بسمك ٢ سم على الأسطح الأفقية الواقعة بين الخرسانة العادية والمسلحة شكل (٣-٢١)، وشكل (٣-٢٢).

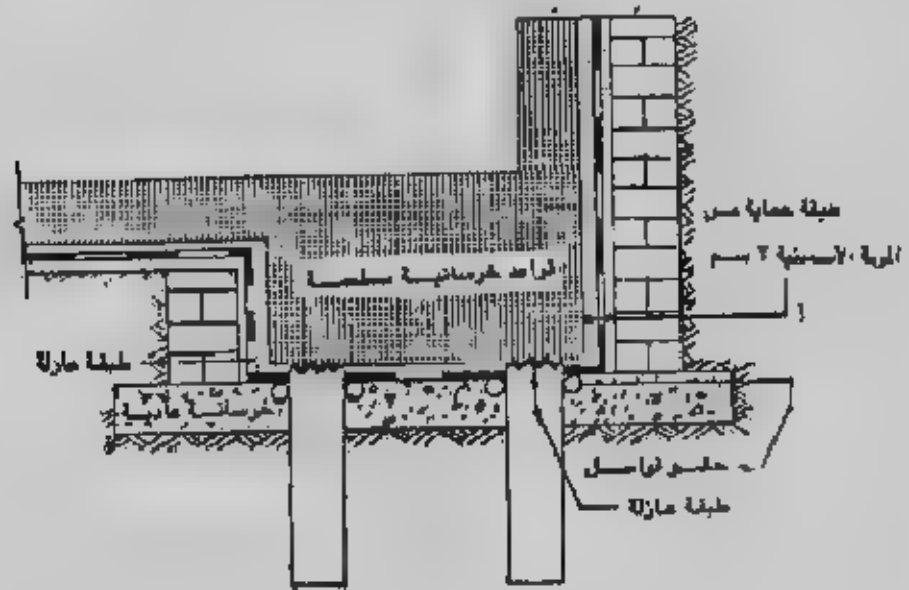
تخطيط الموقع والحفر وتغليف الأساسات :

تخطيط الموقع للحفر وتنفيذ الأساسات يمر بالمراحل الآتية :

١- تحديد الموقع بواسطة الأجهزة المساحية (مثل التيودوليت) ودفن الأوتاد التي تحدد الموقع.



شكل (٣-٢١): عزل القواعد المنفصلة .



شكل (٣-٢٢) : عزل الأساسات الخازوقية .

- ٢- عمل ميزانية شبكية للموقع لتحديد مناسب الأماكن المراد التنفيذ عليها .
- ٣- إعداد الخنزيرة ونق المحاور عليها بدقة .
- ٤- تحديد القواعد بالجير .
- ٥- الحفر مع استعمال الميزان في تحديد مناسب الحفر .
- ٦- تنفيذ طبقات الإحلال إن وجدت .
- ٧- تنفيذ الخرسانة العادية أو الدكات ومعالجتها بالمياه .
- ٨- تنفيذ المرحلة الأولى للعزل الأفقي بين الخرسانة العادية المسلحة إذا لزم .
- ٩- تنفيذ شدات الخرسانات المسلحة للأساسات .
- ١٠- رسم حديد التسليح للأساسات بعد تنظيف مكانها .
- ١١- صب الخرسانة المسلحة للأساسات ومعالجتها بالمياه بالمدة الكافية .
- ١٢- تنفيذ المرحلة الثانية للعزل .

وعند تنفيذ الأساسات يجب مراعاة ما يلي :

- ١- تزال من الموقع جميع المواد الضارة بالعمل أو بالمباني .
- ٢- إذا كان بالموقع أساسات أو مباني قديمة تزال وإذا تم عند الإزالة النزول أسفل منسوب التأسيس يتم الردم على طبقات مكان الأعمال المزالة بالرمل الحشن إلى منسوب التأسيس مع الدمك الجيد .
- ٣- يجب أن يكون الأساس مرتكرا على طبقة متجانسة في جميع أجزائه ولا يستحب التأسيس على أنواع مختلفة من التربة وإذا اضطر للتأسيس على أنواع مختلفة من التربة فيجب عمل فواصل هبوط بين الأجزاء وبعضها .
- ٤- يجب أن يكون توزيع الأحمال على الأرض أسفل الأساسات منتظما بحيث يكون الضغط الواقع على التربة في جميع أجزاء المبنى واحدا .
- ٥- تجنب أسباب فشل الأساسات المذكورة تفصيلا بهذا الباب .

رسومات الأساسات :

لوحة الأساسات يجب أن تضم التفاصيل الإنشائية للأساسات وهي مواقع القواعد من المحاور وأماكن الأعمدة وأشكال القواعد والكميرات والمبددات الرابطة والمشدات وأبعاد جميع العناصر الإنشائية كما يمكن عمل جداول باللوحة لتلخيص بيانات القواعد مثل مساحاتها ومسكها وحديد التسليح . كما يجب بيان تفاصيل وشكل حديد التسليح . وفي أساسات التربة يجب إيضاح تفاصيل تسليحها على المساط المختلفة . كما يجب أن تضم لوحة الأساسات ملاحظات التنفيذ والتي تضم :

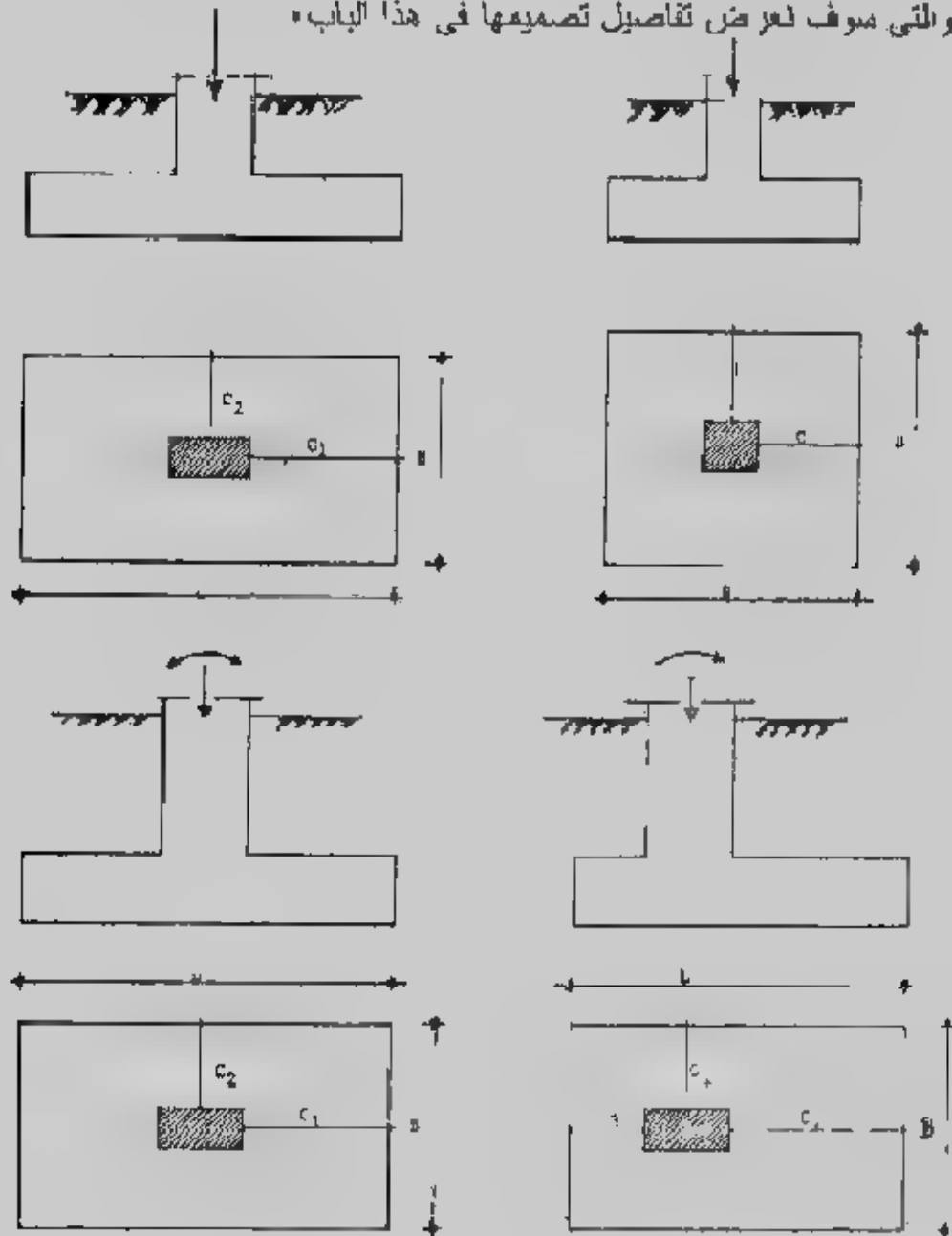
- ١- جهد التربة والمستخدم في تصميم الأساسات .
 - ٢- عدد الأدوار التي صممت الأساسات عليها .
 - ٣- طريقة العزل المستخدمة للأساسات .
 - ٤- نوع ومكونات الخرسانة العادية المستخدمة .
 - ٥- نوع ومكونات الخرسانة المسلحة ودرجتها .
 - ٦- نوع حديد التسليح المستخدم .
 - ٧- منسوب التأسيس ——— .
 - ٨- احتياطات طبقة التأسيس .
 - ٩- كيفية تنفيذ طبقة الإحلال إن وجدت .
- كما يجب تحديد منسوب الصفر للعملية وربطه بالمنسوب المباحي إن وجد .

الباب الرابع

تصميم القواعد المنفصلة

Design of Isolated Footing

القواعد المنفصلة تستخدم حينما يمكن تنفيذ قاعدة مستقلة واحدة لكل عمود وقد تكون القواعد المنفصلة مربعة الشكل أو مستطيلة. وتتخذ القواعد المنفصلة للأعمدة الحاملة لحمل محوري أو حمل غير محوري (حمل محوري وعزم معا). ويبر شكل (٤-١) أنواع لقواعد المنفصلة والتي سوف نعرض تفاصيل تصميمها في هذا الباب.



شكل (٤-١) أنواع القواعد المنفصلة.

وعادة فإن الأساس المربع هو أبسط أنواع الأساسات للعمود المربع، أما إذا كان العمود مستطيل فيفضل له أساس مستطيل. كما تنفذ القواعد المفصلة المستطيلة للأعمدة المربعة في الحالات الاصطناعية التي لا تصلح فيها القواعد المربعة. وتساوى الرقعة في قواعد المستطيلة (أي $C_1 = C_2$) ببسط خطوات التصميم.

تصميم القواعد المربعة بطريقة المرونة (اجهاد التشغيل) :

عند تصميم القواعد المربعة بطريقة المرونة (اجهاد التشغيل) تتبع الخطوات الآتية :

- ١ حساب أقصى حمل متوقع في العمود من الأحمال انحية ولدائمة إلى منسوب سطح الأرض P أو إلى منسوب التأسيس P_1 .
- ٢ الحصول على قدرة تحمل التربة لامة (جهد التربة الأمان) q_{sa} أو لامة الصافية q_{net} .
- ٣- حساب مساحة القاعدة من :

$$\text{Area of footing} - B^2 = \frac{P}{q_{na}} \text{ or } \frac{P}{q_a - \gamma_a D} \text{ or } \frac{P_T}{q_a} \dots \dots \dots (4-1)$$

حيث D عمق التأسيس، γ_a الكثافة المتوسطة للحرساة وتربة الردم، ويعين عرض الأساس B بعد تقريبه لأقرب ٥ سم.

$$٤ - \text{بحسب الرقعة } C \text{ من : } \text{offset } C = \frac{B-b}{2}$$

حيث b عرض العمود.

٥- حساب جهد التربة الفعلى للزم للتصميم q :

$$q = \frac{P}{B_{\text{actual}}^2} \dots \dots \dots (4-2)$$

٦- حسب عزم الانحناء عند لمقطع الحرج على وجه العمود شكل (٤-٢) حيث نعتبر لقاعده بلاطة كانولية في ناحيتي العمود، ويمكن حساب عزم الانحناء من عزم مساحة المستطيل $abcd$ حول المقطع الحرج، شكل (٤-٣-١) كما يلي :

$$M_{\max} = q A_{abcd} \frac{C}{2} \dots \dots \dots (4-3)$$

كما يمكن حساب عزم لانحناء من أخذ عزم شبه المحرف $abgf$ حول المقطع الحرج. شكل (٤-٣-ب) كما يلي :

$$M_{\max} = q A_{abgf} C' \dots \dots \dots (4-4)$$

حيث C' بعد مركز ثقل شبه المقعراف عن وجه العمود.

٧- تعيين عمق الأساس d المقاوم للعزم من :

$$d = k_1 \sqrt{\frac{M_{max}}{b'}} \quad (4-5)$$

وإذا استخدمنا العزم في المعادلة (4-3) تكون b مساوية عرض الأساس وهذا يعطى d صغيرة :
 $b' = B$

وإذا استخدمنا العزم في المعادلة (4-4) تكون b' مساوية عرض العمود مضافا إليه ٢٠ سم أي
 $b' = b + 20 \text{ cm}$ وهذا يعطى d كبيرة .

ويمكن اختيار d للأساس وسط بين القيمتين الناتجتين ، أو أخذ قيمة d المناسبة لإعطاء كميات مناسبة من الخرسانة أو حديد التسليح ، وفي حالة استخدام حديد تسليح عالى المقاومة يفضل استخدام $b' = B$.

٨- نتأكد من أن العمق المحسوب من العزم كاف لمقاومة القص الثاقب فإن لم يكن يزيد العمق .
 كما يمكن حساب اعزم المقاوم لقص الثاقب مباشرة ، واختيار العمق الأكبر من كل من عمق اعزم وعمق القص الثاقب ، ونحسب اجهادات القص الثاقب q_p من :

$$q_p = \frac{Q_b}{d \cdot b_0} \geq q_{p \text{ allowable}} \quad (4-6)$$

حيث b_0 طول محيط لقطاع الحرج ، و لقطاع الحرج يقع على بعد $d/2$ من محيط تأثير القوة المركزة (أى على بعد $d/2$ من أوجه العمود) ، و Q_b هى قوة القص الثاقب عند لقطاع الحرج ،
 ٩- تعيين نحانة الأساس : حيث $t = d + \text{cover}$ حيث يؤخذ الغطاء الحرساني cover من ٥ إلى ٧ سم ويفضل ٧ سم .

١٠- تعيين حديد التسليح من :

$$A_s = \frac{M}{k_2 d} \quad (4-7)$$

١١- نتأكد من أن الحديد المطلوب لا يقل عن النسبة الأدنى لحديد التسليح ونصبح بألا تقل عن ٠,٠٠٢ من مساحة قطاع الأساس

$$\mu = \frac{A_s}{bd} > 0.002$$

١٢- نتأكد من أن اجهادات التماسك bond فى حدود المسموح به ونحسب اجهادات التماسك q_b من :

$$q_b = \frac{Q_b}{0.87d \Sigma \sigma} \geq q_{b, \text{allowable}} \quad (4-8)$$

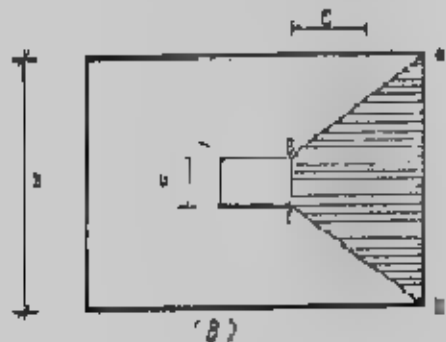
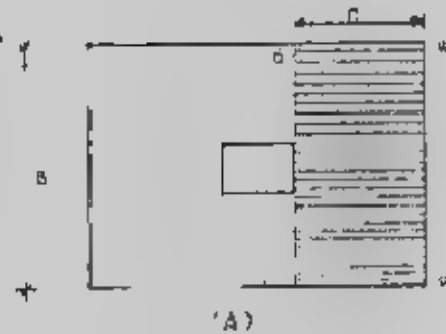
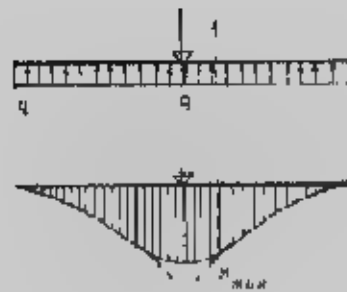
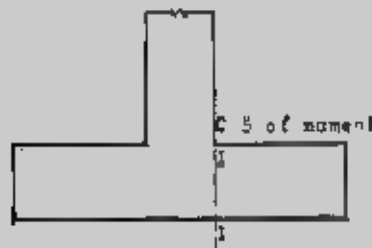
حيث Q_b هي القوة المسببة للعزوم عند المقطع الحرج للعزم، $\Sigma \sigma$ هي محيط أسطح حديد التسليح عند المقطع الحرج للعزم، ويجب الإشارة إلى أن قيم q_b المسموح بها تتوقف على شكل نهاية السليح كما هو معطى في الشكل (٤-٤) ، وإن لم تكن إجهادات التماسك في حدود المسموح به فيمكن استخدام أقطار أقل لحديد التسليح أو زيادة عددها أو زيادة العمق أو استخدام حديد تسليح ذو نتوءات (مشترشر) وهو ذو مقاومة عالية للتماسك.

١٣- اتأكد من أن إجهادات القص shear في حدود المسموح به أو يزداد العمق وتحسب إجهادات القص Q_s من:

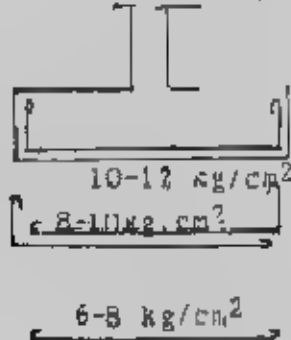
$$q_s = \frac{Q_s}{b d} \geq q_{s, \text{allowable}} \quad (4-9)$$

حيث Q_s = قوة القص عند مقطع القص الحرج.

b = عرض مقطع القص الحرج.



شكل (٤-٢) : المقطع الحرج لعزم الانحناء



شكل (٤-٤) التماسك

شكل (٤-٣) حساب عزم الانحناء

Example (4-1):

Design a square footing to support a column 0.4×0.4 m reinforced by $8 \phi 16$ carries a load of 80 t. The net allowable soil pressure is 125 kg/cm^2 . Use working stresses method. Take $f_c = 55 \text{ kg/cm}^2$, $f_s = 1400 \text{ kg/cm}^2$, $q_{all} = 6 \text{ kg/cm}^2$, $q_n = 8 \text{ kg/cm}^2$, and 20 cm plain concrete.

Solution :

$$A = \frac{80}{125} = 6.4 \text{ m}^2$$

$$B = \sqrt{A} = \sqrt{6.4} = 2.53 \text{ m}$$

take $B = 2.6 \text{ m}$

$$q = \frac{80}{2.6 \times 2.6} = 11.83 \text{ t/m}^2$$

$$C = \frac{B - b}{2} = \frac{2.6 - 0.4}{2} = 1.1 \text{ m}$$

Maximum bending moment at the column face

$$M_{\max} = qB \frac{C^2}{2} = 11.83 \times 2.6 \times \frac{(1.1)^2}{2} = 18.6 \text{ mt}$$

$$d = \kappa_1 \sqrt{\frac{M}{B}} \quad (\text{American codes})$$

$$= 0.334 \sqrt{\frac{18.6 \times 10^5}{260}} = 28.2 \text{ cm}$$

$$d = \kappa_1 \sqrt{\frac{M}{b}} \quad (\text{Confederal codes})$$

$$= 0.334 \sqrt{\frac{18.6 \times 10^5}{(40 + 20)}} = 58.8 \text{ cm}$$

take $t = 50 \text{ cm}$

and $d = 50 - 7 = 43 \text{ cm}$

$$A_s = \frac{M}{K_2 d} = \frac{18.6 \times 10^5}{1227 \times 43} = 35.3 \text{ cm}^2$$

Choose $18 \phi 16$ in each side (36.2 cm^2).

Check minimum percentage of steel :

$$\mu = \frac{A_s}{A_c} = \frac{A_s}{Bd} = \frac{35.91}{260 \times 43} = 0.0032 > 0.002 \text{ safe}$$

Check punching

$$Q_p = q [B^2 - (b + d)^2] \\ = 11.83 [2.6^2 - (0.4 + 0.43)^2] = 71.82 \text{ t}$$

$$q_p = \frac{Q_p}{d \cdot b_c} = \frac{71.82 \times 1000}{43(40 + 43) \cdot 4} = 5.03 \text{ kg/cm}^2 < 8 \text{ kg/cm}^2 \text{ safe}$$

Check bond :

$$Q_b = q \times B \times C = 11.83 \times 2.6 \times 1.1 = 33.83 \text{ t}$$

$$q_b = \frac{Q_b}{0.87 d \Sigma \phi} = \frac{33.83 \times 1000}{0.87 \times 43 \times 18 \times 5.03} = 9.99 \text{ kg/cm}^2$$

If L - shape reinforcements is used, $q_b \geq 10 \text{ kg/cm}^2$. Thus reinforcements mean 7 ϕ 16 in each metre of breadth in two directions.

$$\text{Anchorage length } d_d = \frac{A_s f_s}{\rho q_b} = \frac{2.01 \times 1400}{\rho \times 16 \times 10} = 55.98 \text{ cm} < 110 \text{ cm}$$

Check shear

$$Q_{sh} = q [B^2 - (b + 2d)^2]$$

$$= 11.83 [(2.6)^2 - (0.4 + 2 \times 0.43)^2] = 61.19 \text{ t}$$

$$q_{sh} = Q_{sh} / db_c = \frac{61.19 \times 1000}{43 \times 4 (40 + 2 \times 43)} = 2.82 \text{ kg/cm}^2 < 8 \text{ kg/cm}^2 \text{ safe.}$$

Details of the footing are shown in Fig. (4-5)

Example 4.2 :

Redesign the footing required in example 4.1 using 40cm plain concrete.

Solution :

$$A_{pc} = \frac{80}{12.5} = 6.4 \text{ m}^2$$

$$B_{pc} = \sqrt{6.4} = 2.53 \text{ m}$$

take $B_{pc} = 2.6 \text{ m}$

$$= \frac{80}{2.6 \times 2.6} = 11.83 \text{ t/m}^2 < 12.5 \text{ t/m}^2$$

$$C_{pc} = t \sqrt{\frac{f_t}{3f_c}} = 0.4 \sqrt{\frac{40}{3 \times 11.83}} = 0.425 \text{ m}$$

take $C_{pc} = 0.4 \text{ m}$

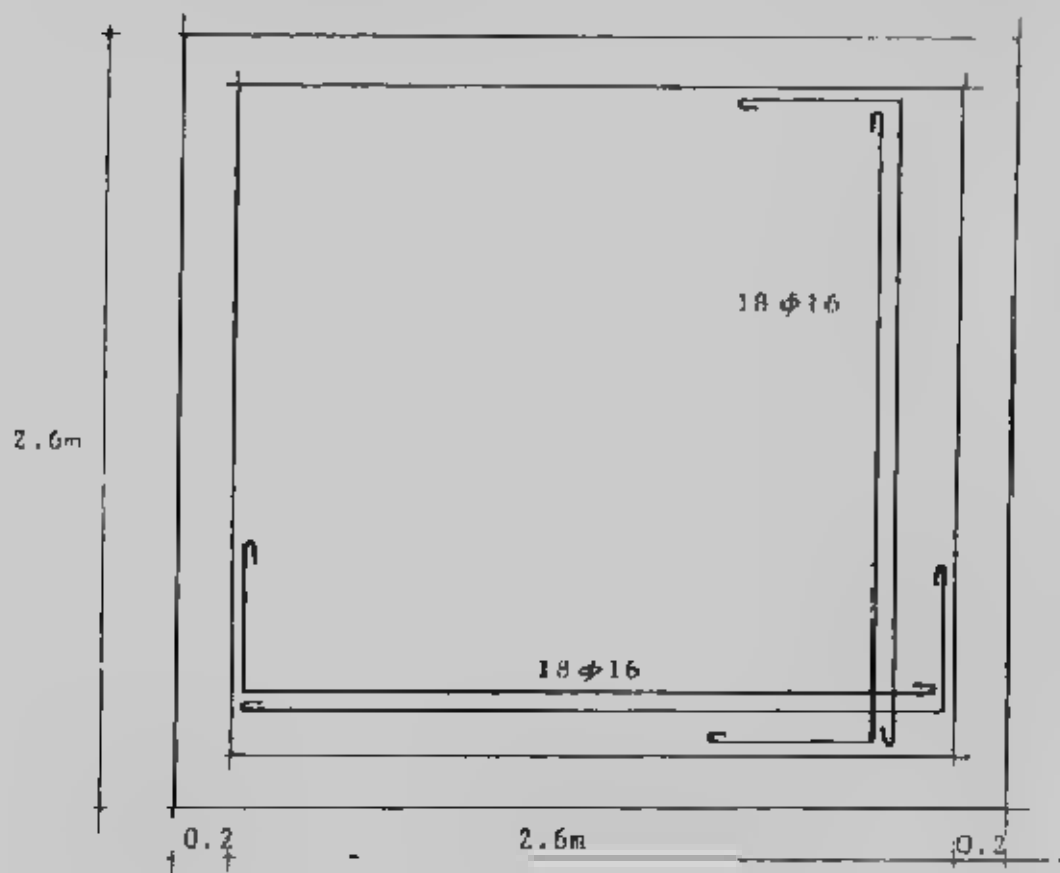
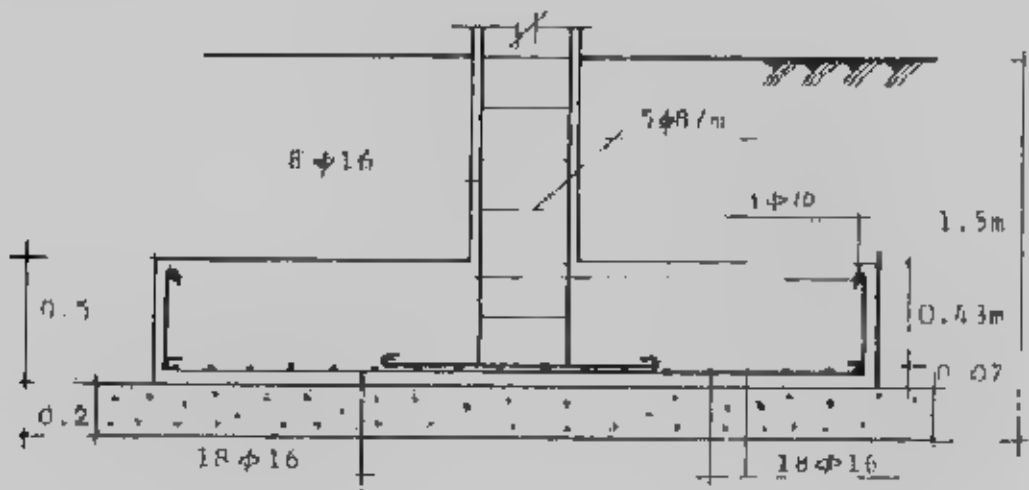
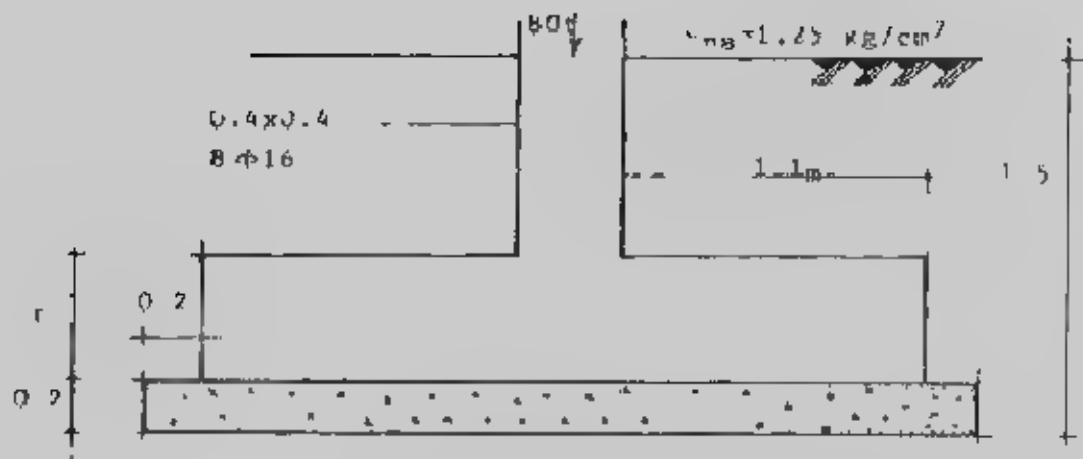
$$B_{RC} = 2.6 - 2 \times 0.4 = 1.8 \text{ m}$$

use RC footing 1.8 x 1.8 m

q between plain concrete and reinforced concrete

$$= \frac{80}{1.8 \times 1.8} = 24.69 \text{ t/m}^2$$

$$C_{RC} = 1.8 - 0.4 = 0.7 \text{ m}$$



شکل (٤) مثال (٤-١)

$$M_{max} = 24.69 \times 1.8 \times (0.7)^2 / 2 = 10.89 \text{ mt}$$

$$d = 0.334 \sqrt{\frac{10.89 \times 10^5}{180}} = 25.99 \text{ cm}$$

$$d = 0.334 \sqrt{\frac{10.89 \times 10^5}{(40 + 20)}} = 45 \text{ cm}$$

take $d = 43 \text{ cm}$ and $t = 50 \text{ cm}$

$$A_s = \frac{10.89 \times 10^5}{1227 \times 43} = 22.5 \text{ cm}^2$$

take 12 $\phi 16$ in each side (24.12 cm^2)

check minimum percentage of steel.

$$\rho = \frac{A_s}{A_c} = \frac{24.12}{180 \times 43} = 0.0031 > 0.002 \quad \text{safe}$$

Check punching :

$$Q_p = f_n [B^2 - (b + d)^2] \\ = 24.59 [1.8 \times 1.8 - (0.4 + 0.43)^2] = 62.99 \text{ t}$$

$$q_p = Q_p / db_o = \frac{62.99 \times 1000}{43 \times 4 (40 + 43)} = 4.41 \text{ kg/cm}^2 < 8 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{safe}$$

Check bond :

$$Q_b = f_b \times B \times C_{RC} = 24.69 \times 1.8 \times 0.7 = 31.11 \text{ t}$$

$$q_b = \frac{Q_b}{0.87 d \Sigma o} = \frac{31.11 \times 10^3}{0.87 \times 43 \times 12 \times 5.03} = 13.78 \text{ kg/cm}^2 > 10 \text{ kg/cm}^2$$

take 17 $\phi 16$ in each side (L-shape) that means 9 $\phi 16$ in each metre of breadth in each side

$$q_b = \frac{31.11 \times 10^3}{0.87 \times 43 \times 17 \times 5.03} = 9.73 \text{ kg/cm}^2 < 10 \text{ kg/cm}^2$$

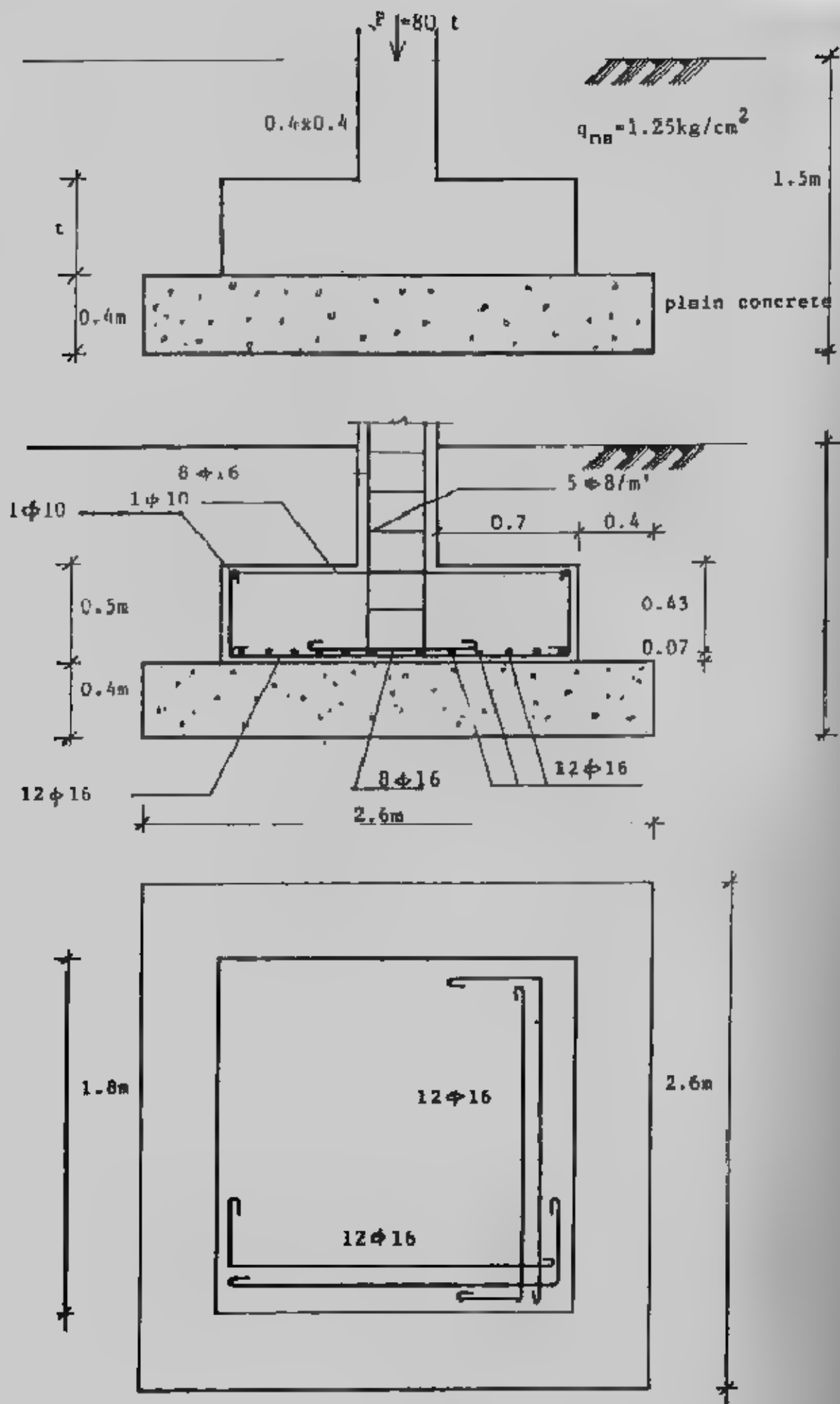
$$\text{Anchored length } d_d = \frac{A_s}{\rho q_b} = \frac{2.01 \times 1400}{\pi \times 1.6 \times 10} = 55.98 \text{ cm} < 70 \text{ cm}$$

Check shear :

$$Q_{sh} = f_n [B^2 - (b + 2d)^2] \\ = 24.69 [1.8 \times 1.8 - (0.4 + 2 \times 0.43)^2] \\ = 40.8 \text{ t}$$

$$q_{sh} = Q_{sh} / db_o = \frac{40.8 \times 1000}{43 \times 4 (40 + 2 \times 43)} = 1.88 \text{ kg/cm}^2 < 8 \text{ kg/cm}^2$$

Details of the footing are shown in Fig (4-6)



شكل (٦-٤) مثال (٦-٤)

التصميم بطريقة المقاومة القصوى (USD) : Ultimate Strength Design

اتجهت كثير من الدول المتقدمة إلى طريقة التصميم بحد المقاومة القصوى. وتضمن أغلب الكودات الآن تفاصيل التصميم بهذه الطريقة، وفي مصر توجد الآن مرحلة انتقالية من التصميم بطريقة اجهاد التشغيل إلى التصميم بطريقة المقاومة القصوى. ومع تقدم تكنولوجيا تنفيذ الخرسانة وزيادة الإمكانيات المادية والتكنولوجية سوف نودع في القريب طريقة اجهاد التشغيل ولتقل محلها طريقة المقاومة القصوى في كل أعمال التصميم بما فيها الأساسات.

الأحمال : Loads

المقاومة القصوى تتطلب تحويل أحمال التشغيل إلى الأحمال القصوى عن طريق استخدام معاملات تحميل Load factors تحدد في كل كود. ويحسب الحمل الأقصى U كما يلي :

طبقاً لكود معهد الخرسانة الأمريكي ACI :

$$U = 1.4 D + 1.7 L \quad (4-10)$$

$$U = 0.75 (1.4 D + 1.7 L + 1.7 W) \quad (4-11)$$

$$U = 0.9 D + 1.3 W \quad (\text{IF } L = 0)$$

حيث : D = الحمل الدائم Dead load

L = الحمل الحى Live load

W = حمل الرياح Wind load

أما الكود المصرى لتصميم وتنفيذ المنشآت الخرسانية المسلحة ١٩٨٩ (ECOP) فيحدد :

$$U = 1.4 D + 1.6 L \quad (4-12)$$

$$U = 0.8 (1.4 D + 1.6 L + 1.6 W) \quad (4-13)$$

$$U = 0.9 D + 1.6 W \quad (\text{IF } L = 0) \quad (4-14)$$

بينما يختلف الكود السورى عن الكود المصرى بأن أخذ المعامل 1.5 بدلا من 1.4

والمعامل 1.8 بدلا من 1.6 .

والتصميم بالمقاومة القصوى يخفض مقاومة الخرسانة لاعتبارات التشغيل وغيرها

باستخدام معامل التخفيض ϕ أو γ :

Design strength = ϕ (theoretical strength) : الكود الأمريكى ACI

Design strength = theoretical strength / γ : الكود المصرى ECOP

ويحدد جدول (٤-١) قيم ϕ في الحالات المختلفة .

جدول (١-٤) قيم معامل التخفيض ϕ

Condition	Value of ϕ
a. Axial tension; flexure with or without axial tension	0.9
b. Shear or torsion, bond, anchorage.	0.85
c. Axial compression with or without flexure, spiral reinforcement	0.75
d. Axial compression with or without flexure, tied reinforcement	0.7
e. Bearing on concrete	0.7
f. Flexure in plain concrete.	0.65

أما الكود المصري فيأخذ معاملات خفض المقاومة للخرسانة γ_c ولصلب التسليح γ_s لتأثيرات قوة الشد المحورية وقوى الشد اللامركزية وعزم الانحناء وقوى القص واللي والارتكاز والتماسك كما يلي :

$$\gamma_c = 1.5, \gamma_s = 1.15$$

أما في حالة عزوم الانحناء المصحوبة بقوى ضغط محورية (ضغط لا محوري) فتؤخذ معاملات خفض المقارنة المميزة كما يلي :

$$\gamma_c = 1.75 - 0.50 (e/t) \geq 1.5 \dots \dots \dots (4-15)$$

$$\gamma_s = 1.36 - 0.43 (e/t) \geq 1.15 \dots \dots \dots (4-16)$$

$$e/t \geq 0.05 \quad \text{حيث :}$$

$$\gamma_c = \gamma_s = 1 \quad \text{ولتأثيرات الترخيم والتشكل والتشريح يكون :}$$

ويتفق الكود السوري تقريبا مع الكود الأمريكي في معاملات التخفيض .

- اعتبارات تصميم القطاع الخرساني تحت تأثير العزوم :

بين شكل (٧-٤) مقطع خرساني معرف عليه الرموز المستخدمة في معادلات طريقة

المقاومة القصوى USD بالكود الأمريكي ACI .

$$\text{Compressive force} \quad C = 0.85 f_{cu} a b$$

$$\text{Tensile force} \quad T = A_s f_y$$

$$C = T$$

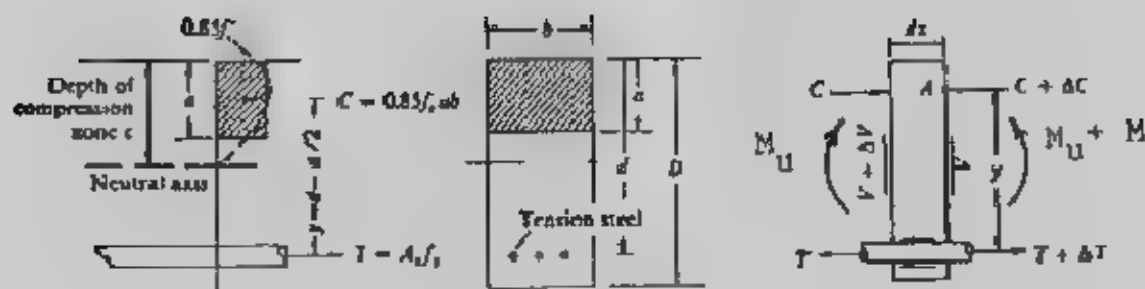
$$0.85 f_{cu} a b = A_s f_y$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_{cu} b} \dots \dots \dots (4-17)$$

ويأخذ العزوم والضرب في معامل التخفيض تحصل على العزوم القصوى M_u :

$$M_u = \phi A_s f_y (d - a/2) \dots \dots \dots (4-18)$$

$$\mu = \frac{A_s}{b d} \quad \text{وبافتراض أن نسبة الحديد هي } \mu \text{ حيث}$$



شكل (٧-٤) القطاع الخرساني في طريقة المقاومة القصوى

$$M_u = \phi b d^2 f_{cu} \cdot \frac{\mu f_y}{f_{cu}} \left(1 - 0.59 \frac{\mu f_y}{f_{cu}} \right)$$

$$M_u = \phi b d^2 \mu f_y \left(1 - 0.59 \frac{\mu f_y}{f_{cu}} \right) \dots \dots \dots (4-19)$$

وبفرض نسبة التسليح μ يمكن من هذه المعادلة حساب العمق d اللازم للعزوم، حيث R يمكن تحديد قيمتها :

$$M_u = b d^2 R \dots \dots \dots (4-20)$$

$$\text{Where : } R = \phi \cdot \mu f_y \left(1 - 0.59 \frac{\mu f_y}{f_{cu}} \right)$$

$$d = \sqrt{\frac{M_u}{b R}} \dots \dots \dots (4-21)$$

وعند الاتزان قد يحدث الانهيار المفاجئ بتهشيم الخرسانة ووصول الحديد على الخضوع وتكون نسبة الحديد عند الاتزان هي μ_b وعلى اعتبار أن الانفعال الأقصى هو 0.003 ويأخذ معامل مرونة لصلب التسليح هو 200 MN/m^2 يكون :

$$\mu_b = \frac{0.85 f_{cu}}{f_y} \beta \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

f_{cu}, f_y in MN/m^2

ولتجنب الانهيار المفاجئ بدون تحذير يؤخذ نسبة حديد التسليح القصوى بالقيمة :

$$M_{max} = 0.76 R_{sb}$$

ويعطى الجدول (٤-٢) قيم نسبة حديد التسليح القصوى بدلالة f_{cu}, f_y

أما الكود المصري فلقد استخدم المعادلة (4-18) الخاصة بالعزم الحدي الأقصى على الصورة

$$\frac{A_s f_y}{(d - a/2) \gamma_s} M_u = \dots \dots \dots \text{الآلية :}$$

ويتم حساب عمق المستطيل المكافئ a من :

جدول (٢-٤) قيم M_{max}

f_y	f_{cu}			
MN/m^2	21 MN/m^2	28 MN/m^2	35 MN/m^2	42 MN/m^2
276	0.0284	0.0378	0.0445	0.0501
345	0.0209	0.0279	0.0329	0.0370
414	0.0163	0.0217	0.0255	0.0287
	$\beta = 0.85$	$\beta = 0.85$	$\beta = 0.80$	$\beta = 0.75$

$$a = \frac{A_s f_y}{\gamma_s} / [0.67 b (\frac{f_{cu}}{\gamma_c})] \dots \dots \dots (4-22)$$

وأعلى قيم مسموح بها لل عزوم M_{max} والنسب صلب التسليح μ_{max} في مقاطع خرسانية مسلحة جهة الشد فقط ومعرضة لعزم انحناء هي :

$$M_{u, max} = R_{max} \cdot f_{cu} \cdot b \cdot d^2 / \gamma_c$$

$$\mu_{max} = \frac{A_s}{b \cdot d} = [0.67 (f_{cu} / \gamma_c) / (f_y / \gamma_s) (a_{max} / d)]$$

$$d = \sqrt{\frac{M_u \gamma_c}{R_{max} \cdot f_{cu} \cdot b}}$$

$$A_s = \frac{M_u}{0.87 f_y \cdot Z}$$

حيث : f_{cu} = هو مقاومة الضغط المميزة للخرسانة .

f_y = هو اجهد الخضوع للصلب .

R_{max} ، μ_{max} تعين من الجداول (٣-٤) ، (٤-٤) ، Z تعين من جدول (٥-٤) بمعرفة d

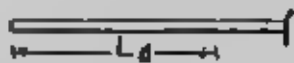
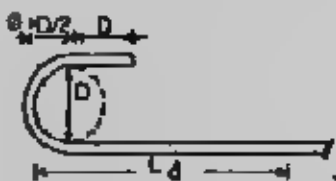

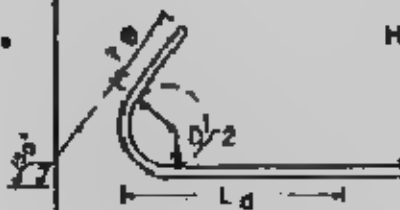



جدول (٣-٤)

قيم R_{max} ، μ_{max} ، X_{max}/d بدين توزيع للعزوم

Type of steel	F_y (kg/cm^2)	X_{max}/d	μ_{max}	R_{max}
24/35	2400	0.5	$8.56 \times 10^{-3} f_{cu}$	0.214
28/45	2800	0.48	$7.0 \times 10^{-3} f_{cu}$	0.208
36/52	3600	0.44	$5.0 \times 10^{-3} f_{cu}$	0.190
40/60	4000	0.42	$4.31 \times 10^{-3} f_{cu}$	0.187
45/52	4200	0.41	$3.65 \times 10^{-3} f_{cu}$	0.180

كما يجوز أخذ طول التماسك من الجدول (٤-٩) مع مراعاة قيمة η كما يجب ألا يقل طول تماسك أسياخ الصلب المتساو عن ٤٠ سم والأسياخ ذات الفتوات فيجب ألا يقل عن طول التماسك لها عن ٣٠ سم (شكل ٤-٨).

جدول (٤-٧) قيم معامل التصحيح α

نوع الأسياخ	شكل طرف الأسياخ		نوع التماسك
	في الخرسانة	في المعدن	
الأسياخ الصلبة	١	١	١- مستقيم 
	١	٢٧٥	٢- جسر على شكل U 
	١	٢٧٥	٣- جسر على شكل L High grade steel 
	١	٢٧٥	٤- جسر على شكل V High grade steel 
	١	٢	٥- أسياخ مستقيمة ولا يوجد جسر مررواها في الخرسانة 
المفهوم	٢	٢٧٥	٦- أسياخ مستقيمة ويوجد واحد في الخرسانة 
	غير	غير	٧- أسياخ مستقيمة ويوجد جسرها في الخرسانة 

$D = 4 \phi$ for steel 24/35

$D = 6 \phi$ for 0 mm through 25 mm high grade steel

$D = 8 \phi$ for more than 25 mm high grade steel.

b Reinforcement with $f_y > 414 \text{ MPa}$	$2 - \frac{414}{f_y (\text{MPa})}$
c. For lightweight concrete.	1.33
d. Reinforcement spaced at least 152 mm on center and at least 76 mm in from all sides.	0.8
e. Reinforcement in excess of that required	$\left(\frac{\text{as required}}{\text{as provided}} \right)$

وفى أى حالة يجب ألا يقل طول التماسك L_d عن ٣٠ سم ، أما طول التماسك فى أسياخ الضغط (مثل الأتياير بين الأعمدة والأساسات) فيحسب من :

$$0.25 f_y d_f \sqrt{f_{cu}} \text{ or } 0.044 f_y d_b \text{ or } 200 \text{ mm}$$

ويمكن استخدام الجش لتخفيض قيمة L_d ولكن الجش لا يستخدم عادة فى الأساسات ، أما الكود المصرى فتقد أعطى معادلة واحدة لحساب طول التماسك بها عدد من العوامل تعالج الحالات المختلفة للتسليح :

$$L_d = \phi . \alpha . \beta . \eta \left(\frac{f_y}{\gamma_s} \right) / 4 f_{bu}$$

وهذا الطول يقاس من المقاطع الحرجة التى يحدث عندها أقصى إجهاد شد أو ضغط فى الأسياخ وكذلك التى ينتهى أو تكسح عندها الأسياخ حيث :

ϕ = القطر الاسمى للسياخ .

$\eta = 1.4$ للأسياخ العلوية لصلب التسليح الرئيسى التى يزيد سمك الخرسانة المصبوبة تحتها على ٣٠ سم .

$\eta = 1.0$ لجميع الحالات الأخرى لصلب التسليح .

f_{bu} = إجهاد التماسك الحدى للخرسانة مع صلب التسليح ويحسب من

$$f_{bu} = 0.87 \sqrt{f_{cu} / \gamma_c} \text{ kg/cm}^2$$

α : معامل تصحيح يتوقف على شكل طرف السياخ (جش أو بدون جش) ومعطى فى جدول (٧-٤) .

β : معامل التصحيح يتوقف على نوعية سطح السياخ (أملس أو ذو نتوءات) ومعطى فى جدول (٨-٤) .

$$V_c = 0.17 \sqrt{f'_c} b d \quad (\text{for member subjected to shear and flexure})$$

and

$$V_c = 0.34 \sqrt{f'_c} b d \quad (\text{for member subjected to diagonal tension})$$

where f'_c is in MN/m^2 , V_c is in MN , and b and d are in m .

وبلاحظ أن :

$$v_c = \frac{V_c}{b d} \quad (4-23)$$

where, v_c is the shear stress

وبناء على ذلك نحصل على مقاومة القص المسموح بها :

$$\text{Permissible shear stress} = v_c = \frac{V_u}{b d} = 0.17 \phi \sqrt{f'_c} \quad \text{one-way} \quad (4-24)$$

$$v_c = 0.34 \phi \sqrt{f'_c} \quad \text{Two-way shear} \quad (4-25)$$

ويعطى جدول (٦-٤) قيم V_u/ϕ في المعادلتين السابقتين .

جدول (٦-٤) قيم V_u/ϕ

Equation number	f'_c (MN/m^2)			
	21	28	35	42
Eq. (4-24)	0.78	0.90	1.0	1.1
Eq. (4-25)	1.56	1.80	2.0	2.2

أما بالنسبة لطول التماسك Development length فهو الطول اللازم لمنع انفصال الخرسانة عن أسياخ التسليح المعرضة لإجهاد الشد أو الضغط ويعطى كود ACI طول التماسك لحديد الشد على النحو الآتي :

$$a \quad 35\text{-mm bar and smaller but} \quad 0.019 A_b f_y / \sqrt{f'_c}$$

$$\text{not less than} \quad 0.058 d_b f$$

$$b. \quad 43\text{-mm bar} \quad 26 f_y / \sqrt{f'_c}$$

$$c. \quad 57\text{-mm bar} \quad 34 f_y / \sqrt{f'_c}$$

where A_b = area of the individual bar (mm^2)

d_b = nominal diameter of the bar (mm)

وتؤخذ f_y و f'_c بوحدات MN/m^2 تؤخذ L_d بالمليمتر وقيم طول التماسك يجب أن تضرب في المعاملات الآتية لتكون ممكنة التطبيق :

$$a. \quad \text{top reinforcement.} \quad 1.4$$

جدول (٤-٤)

قيم R_{max} , μ_{max} , X_{max}/d في حالة إعادة توزيع عزوم $\pm 10\%$

Type of steel	F_y (kg/cm ²)	X_{max}/d	μ_{max}	R_{max}
24/35	2400	0.4	$6.85 \times 10^{-5} f_{cu}$	0.18
28/45	2800	0.38	$5.58 \times 10^{-5} f_{cu}$	0.178
36/52	3600	0.34	$3.88 \times 10^{-5} f_{cu}$	0.157
40/60	4000	0.32	$3.29 \times 10^{-5} f_{cu}$	0.15
45/52	4200	0.30	$2.74 \times 10^{-5} f_{cu}$	0.142

وعند تحديد قيم f_y , f_{cu} عند التصميم يراعى أن لأساسات المباني نائرا $f_{cu} \leq 21 \text{ Mpa}$ ($f_{cu} \leq 210 \text{ kg/cm}^2$) ولأساسات الكبارى $f_{cu} \leq 28 \text{ Mpa}$ ($f_{cu} \leq 280 \text{ kg/cm}^2$) وبغض النظر عن أن المقاومة المنخفضة تخفض من تكاليف الخرسانة إلا أن الأكثر أهمية لخفض مقاومة الخرسانة هو الحصول على أساسات بتخانات أكبر لتعطى جساءة عالية، أما عدد تصميم أساسات اللبشة فيمكن استخدام خرسانة عالية المقاومة، وبالنسبة لقيم f_y فقد تصل إلى 550 Mpa (5500 kg/cm^2) ولكن الحديد الأكثر انتشارا يعطى $f_y \approx 400 \text{ Mpa}$ ($f_y \approx 4000 \text{ kg/cm}^2$) ويحدد الكود المصرى ألا تزيد f_y عن 400 Mpa (4000 kg/cm^2) للحديد ذو النتوءات أما للصلب الأملس فيؤخذ $f_y = 240 \text{ Mpa}$ ($f_y = 2400 \text{ kg/cm}^2$) حتى لو أعطت الاختبارات قيما أكبر من ذلك.

جدول (٤-٥) تعيين قيم Z

$K = \frac{M}{bd^2 f_{cu}}$	0.044	0.054	0.063	0.072	0.081	0.092	0.095	0.100	0.104	0.118	0.121	0.128	0.133	0.137	0.144
z/d	0.948	0.936	0.924	0.912	0.900	0.880	0.880	0.870	0.860	0.844	0.840	0.830	0.820	0.812	0.800
x/d	0.130	0.160	0.190	0.220	0.250	0.290	0.300	0.320	0.350	0.390	0.400	0.430	0.450	0.470	0.500

redistribution 0 - 10%
No redistribution

أما بالنسبة للقص فإن مقاومة القص النظرية للقطاع V_n فإنه تحسب من :

$$V_n = V_c + V_s$$

where : V_c = nominal shear strength of concrete.

V_s = nominal shear strength of reinforcement.

أما مقاومة القص المسموح بها فهي :

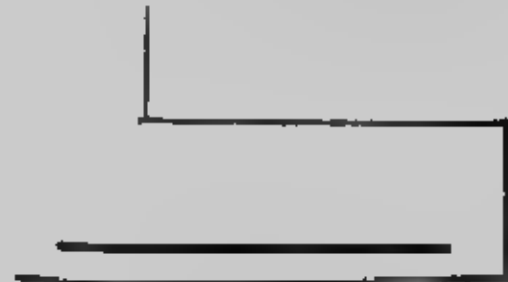
$$V_n = \phi V_n = \phi (V_c + V_s)$$

جدول (٤-٨) قيم معامل التصحيح β

نوع سيخ التسليح	في الشد	في الضغط
١- سيخ أملس.	١,٠٠	٠,٧٠
٢- سيخ ذو نتوءات.	٠,٧٥	٠,٥٠
٣- سيخ ذو نتوءات في حزمة مؤلفة من سيخين.	١,١٠	٠,٧٥
٤ سيخ ذو نتوءات في حزمة مؤلفة من ثلاثة أسياخ.	١,٢٠	٠,٨٠

جدول (٤-٩) طول التماسك مضاعف من قطر السيخ ($\eta = 1.0$)

نوع الصلب	شد	
	مستقيم	مجنش
أسياخ ملساء ٢٤/٣٥	—	٤٠
أسياخ ذات نتوءات ٢٨/٤٥	٥٠	٤٠
أسياخ ذات نتوءات ٣٦/٥٢	٦٥	٥٠
أسياخ ذات نتوءات ٤٠/٦٠	٧٠	٥٥

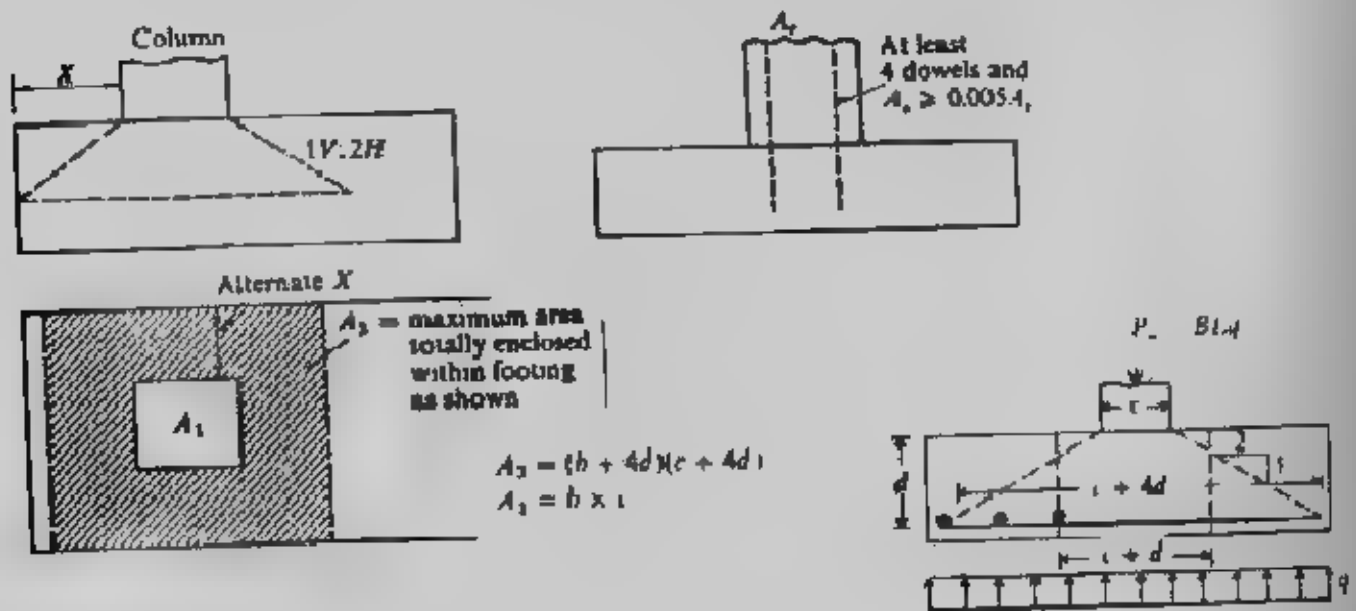


شكل (٤-٨): طول التماسك L_d cover

أما بالنسبة لمقاومة التحميل (الارتكاز) Bearing Strength بين العمود و الأساس فإنها تعتمد في تقدير عمق الأساس وخاصة إذا كانت مقاومة الضغط لخرسانة الأعمدة أكبر من مقاومة الضغط لخرسانة الأساسات، ومقاومة الارتكاز وفقاً لكود ACI يجب ألا تزيد عن :

$$L_d \leq 0.85 \phi f_y \sqrt{A_2 / A_1} \quad (4-26)$$

حيث $\sqrt{A_2 / A_1}$ يجب ألا تتعدى 2 وقيمة ϕ تؤخذ 0.70، A_1 هي مساحة العمود (التحميل)، A_2 هي أكبر مساحة للتوزيع من المسطح المقاوم والمتماثلة في الشكل مع مسطح التحميل والمحورية معه والتي تصنع ميلا مقدار 2 : 1 شكل (٩-٤).



شكل (٩-٤) مقاومة التحميل

والأسياخ تستخدم لربط العمود بالأساس، وقد تستخدم الأسياخ لنقل إجهاد العمود للأساس وخاصة إذا كانت خرسانة العمود أقوى من خرسانة الأساس، والأسياخ تكون ضرورية إذا زاد إجهاد التماس بين العمود والأساس عن :

$$f_s = 0.85 \phi f_{co} \sqrt{A_2 / A_1}$$

وفي هذه الحالة تحسب أقل مساحة لحديد الأسياخ من :

$$\text{Minimum area of steel} = 0.005 A_o$$

where A_o = area of column

ويفضل أخذ أقطار حديد التسليح من نفس أقطار حديد العمود على الأقل، أما الكود المصري فلم يختلف عن الكود ACI السابق إلا في معادلة مقاومة الارتكاز، وهي :

$$f_s = 0.67 f_{co} \sqrt{A_2 / A_1} / \gamma_c \quad (4-27)$$

وبالنسبة لحديد التسليح فإن كود ACI يحدد المسافة الصافية بين الأسياخ بما لا يقل عن ٢٥،٤ مم (بوصة واحدة) ولا تزيد عن ثلاثة أضعاف سمك الحائط أو البلاطة أو ٤٥٧ مم (١٨ بوصة). والغطاء الخرساني cover لا يقل عن ٧٦ مم (٣ بوصة) للعناصر الخرسانية المعرضة للتربة (عناصر الأساسات).

• ويبين جدول (١٠-٤) اعتبارات التصميم بطريقة المقاومة القصوى طبقاً لكود معهد الخرسانة الأمريكي ACI.

تصميم القواعد المربعة بطريقة المقاومة القصوى :

يمكن تلخيص خطوات تصميم القواعد المربعة كما يلي :

- ١- حساب مساحة الخرسانة العادية (لو كانت قخانتها ٠,٣ متر أو أكبر) أو مساحة الخرسانة المسلحة من جهد التربة باستخدام الأحمال الفعلية :

$$\text{Area} = A = \frac{P}{q_{na}} \text{ or } \frac{P_T}{q_a}$$

- ٢- تعيين جهد التربة التصميمي باستخدام الأحمال القصوى وهو الذى سوف يستخدم بعد ذلك فى الحسابات :

$$q = \frac{P_u}{A}$$

- ٣- حساب مقاومة القص الثنائية المسموح بها V_e two-way action shear stress من جدول (٣) (١١) أو تحسب من المعادلات الخاصة بها . كما بين شكل (٣-١٠) حالتى القص الثنائى التأثير Two-way action ، والأحادى wide beam ثم يحسب العمق d من جميع القوى الرأسية ومساوتها بالصفر بما فى ذلك قوى القص : $\Sigma Y = 0$

أى أن للقص الثنائى التأثير يكون :

[الحمل الأقصى - جهد التربة التصميمى \times مساحة المقطع الحرج للقص - مقاومة القص على محيط المقطع الحرج = صفر]

وبالرجوع لشكل (٣-١٠) نجد أن :

$$P_u - q (c + d) (b + d) + 2dV_e [(b + d) + (c + d)] = 0$$

وبوضع $P_u = q BL$ للعمود المستطيل والأساس المستطيل يكون :

$$d^2 (4V_e + q) + (2V_e + q) (b + c) d = (BL - cb) q \quad \dots \dots \dots (4-28)$$

وهذه المعادلة للأساس المستطيل ، وتصبح للأساس المربع على الشكل الآتى :

$$d^2 (4V_e + q) + 2 (V_e + q) bd = (B^2 - b^2) q \quad \dots \dots \dots (4-29)$$

ويمكن اختصار معادلة الأساس المستطيل إذا أهمل تأثير جهد التربة على القص القطرى فتحصل على :

$$4d^2 + 2 (b + c) d = BL q/V_e \quad \dots \dots \dots (4-30)$$

جدول (٣-١٠) اعتبارات التصميم بطريقة المقاومة القصوى طبقاً للكوود ACI

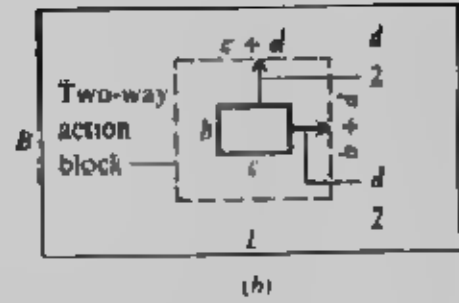
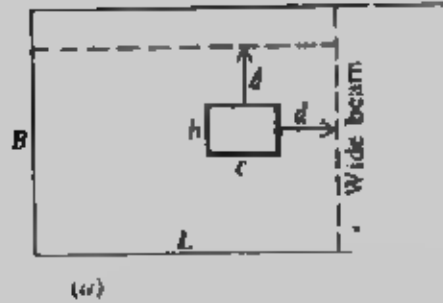
Summary of ACI 318-83 Code Requirements (Revised 1985)

Principles	Design items	Code requirements	Code sections
General	Load	$U = 1.4D + 1.7L$ $U = 0.75(1.4D + 1.7L + 1.7W)$ $U = 0.9D + 1.3W$	9.2
	Load factor, ϕ	Flexure: 0.9 Shear and torsion: 0.85 Bearing: 0.7 Flexure in plain concrete: 0.65	9.3
	Flexure	$M_n = \phi A_s f_y \left[d - \frac{0.59 A_s f_y}{f'_c b} \right]$	10.2
	Maximum flexure reinforcement	$\rho_{max} = 0.75 \rho_b$	10.3.3
	Minimum flexure reinforcement—steel percentage	$\rho_{min} = \frac{1.4}{f_y (MN/m^2)}$	10.5
	Shrinkage and temperature reinforcement—steel percentage	Uniform thickness: use steel percentage equal to that required for shrinkage and temperature For $f'_c = 27.5 \text{ MN/m}^2$ (40 ksi) or 345 MN/m^2 (50 ksi), $\rho_s = (0.002)(\text{gross concrete area})$ For $f'_c = 41.4 \text{ MN/m}^2$ (60 ksi) $\rho_s = (0.0018)(\text{gross concrete area})$	7.12
	β factor	$\beta = 0.85$ for $f'_c \leq 28 \text{ MN/m}^2$ (4000 lb/in. ²) and reduces by 0.05 for every 7 MN/m ² (1000 lb/in. ²) in excess of 28 MN/m ² . Minimum value = 0.65	10.2.7
	Shear reinforcement	Refer to ACI Code	11.11
	Development length, l_d	See Section	12.2
	Reinforcement spacing	Clear distance not less than diameter of bar or 21.4 mm (1 in.) Walls and slabs: not to be spaced further apart than 3 times the wall or slab thickness or 457 mm (18 in.)	7.6.1 7.6.3
	Minimum reinforcement over	76 mm (3 in.) for concrete cast against and permanently exposed to earth	9.7.1
	Modulus of elasticity of concrete, E_c	SI system: $E_c (MN/m^2) = (W_c^2)(0.043)\sqrt{f'_c} (MN/m^2)$ W_c = density of concrete (for 1440 kg/m ³ to 2400 kg/m ³) $E_c (MN/m^2) = 4730\sqrt{f'_c} (MN/m^2)$ (for normal weight concrete)	8.5

جدول (٣-١١) قيم مقاومة القص المسموح بها

$\phi = 0.85$	20 (200)	22.5 (225)	25 (250)	27.5 (275)	30 (300)	32.5 (325)	35 (350)
Wide beam $0.17 \phi \sqrt{f_{cu}}$	0.65	0.685	0.722	0.758	0.79	0.824	0.855
Two-way action $0.34 \phi \sqrt{f_{cu}}$	1.30	1.37	1.445	1.516	1.58	1.648	1.71

Principles	Design items	Code requirements	Code section
	Shear strength	$v_u = \frac{V_u}{bd}$	
		$v_u \text{ (MN/m}^2\text{)} = 0.17 \sqrt{f'_c \text{ (MN/m}^2\text{)}}$ $v_u \text{ (lb/in.}^2\text{)} = 2 \sqrt{f'_c \text{ (lb/in.}^2\text{)}}$	11.3
		Diagonal tension: $v_u \text{ (MN/m}^2\text{)} = 0.34 \sqrt{f'_c \text{ (MN/m}^2\text{)}}$ $v_u \text{ (lb/in.}^2\text{)} = 4 \sqrt{f'_c \text{ (lb/in.}^2\text{)}}$	11.11
	Bearing strength	Bearing strength = $0.85\phi f'_c A_1$ $\phi = 0.7$ <i>Exception:</i> when supporting surface is wider on all sides than the loaded area, the bearing strength on the loaded area is equal to $0.85\phi f'_c A_1 \sqrt{A_2/A_1}$. Limit of $\sqrt{A_2/A_1} \leq 2$. A_1 = loaded area; A_2 = area of the portion of the supporting surface that is concentric and geometrically similar to the loaded area	10.15
FOUNDATIONS			
Footings	General considerations	See ACI Code	15
	Maximum moment	See ACI Code	15.4
	Shear	$v_u \text{ (MN/m}^2\text{)} = 0.083 \left(2 + \frac{4}{\beta_c} \right) \sqrt{f'_c \text{ (MN/m}^2\text{)}}$ $\leq 0.34 \sqrt{f'_c \text{ (MN/m}^2\text{)}}$ β_c = ratio of long side to short side of concentrated load or reaction area	11.11.2.1, 15.5
	Minimum footing depth	Not less than 152 mm (6 in.) above the bottom of reinforcement for footing on soil. Not less than 305 mm (12 in.) for footing on piles	15.7
	Transfer of force at base of column or reinforced pedestal	Area of reinforcement ≥ 0.005 gross area of supported member	15.8.2.1
	Round columns	Treat as square columns with same area for location of critical sections for moment, shear, and development of reinforcement in footings	15.3
WALLS	General considerations	Refer to ACI Code	14
	Minimum thickness	Not less than $1/12$ the supported height or length, whichever is shorter; not less than 102 mm (4 in.)	14.5.3.1
		Exterior basement walls and foundation walls not less than 191 mm (7.5 in.)	14.5.3.2
	Grade beam	See ACI Code	14.7
	Reinforcement	Horizontal: $A_s \geq 0.0025 A_g$ of wall Vertical: $A_s \geq 0.0015 A_g$ of wall A_s = area of reinforcement A_g = gross area of the wall	14.3.3 14.3.2



شكل (٤-١٠) حالتا القص .

ومن هذه المعادلات يمكن تعيين عمق الأساس d بحل معادلة من الدرجة الثانية . وفى حالة الأساس المستطيل يعمل تأكيد على القص الأحادى wide - beam ويؤخذ العمق الأكبر من الحالتين .

٤- حساب عزم الانحناء على المقطع الخارج على وجه العمود M_u وكذلك حساب a حيث :

$$M_u = \phi A_s f_y (d - a/2)$$

ويعرض عن A_s بدلالة a من $A_s = 0.85 a f_{cu}$

فتنتج معادلة من الدرجة الثانية فى a وبالأراجع يمكن تعيين A_s والتي يجب ألا تتعدى النسبة الأدنى المسموح بها وهى $0.0018 bd$. كما يجب ألا تزيد عن النسبة القصوى المسموح بها والمبينة فى جدول (٤-١٢) .

جدول (٤-١٢) نسبة الحديد القصوى المسموح بها

f_{cu} MPa	f_y MPa		
	275	345	400
21	0.028	0.021	0.016
24	0.032	0.024	0.019
28	0.037	0.028	0.021
35	0.044	0.032	0.025

٥- عمل تأكيد على طول التماسك والتي يجب ألا تقل عن ٣٠ سم بأى حال .

٦- عمل تأكيد على مقاومة التحميل (الارتكاز) وحساب الأسيار . وإذا كانت مقاومة التحميل أقل من المسموح به (والمحسوب من المعادلة الخاصة بذلك) تستخدم أقل نسبة أسيار وهى $0.005 A_c$ أما إذا زادت مقاومة التحميل عن المسموح به فتحسب الأسيار من الفرق بين المقاومة الفعلية والمقاومة المسموح بها للتحميل مضروباً فى مساحة العمود، ثم يقسم الناتج على f_y فنحصل على مساحة الأسيار المطلوبة للتحميل . أى أنه فى هذه الحالة .

مساحة حديد الأسيار = $\frac{1}{f_y}$ (مقاومة التحميل الفعلية - مقاومة التحميل المسموح بها)

٧- تبين نتائج التصميم توصيلاً على الرسومات بقطاعات مختلفة .

Example (4-3):

Figure (4-11) shows a square column foundation with the following conditions

Live load = 450 kN, Dead load = 350 kN

Allowable gross soil-bearing capacity $q_{all} = 152.5 \text{ kN/m}^2$

Column size = $0.5 \times 0.5 \text{ m}$

$f_c = 22.5 \text{ MN/m}^2$ (22.5 kg/cm^2), $f_y = 240 \text{ MN/m}^2$ (2400 kg/cm^2).

Design the foundation according to ultimate strength design (USL)

Solution:

Let the average unit weight of concrete and soil above foundation level be 22 kN/m^3

$$q_{net\ all} = q_{all} - \gamma_s D_f = 152.5 - 1.25 \times 22 = 125 \text{ kN/m}^2$$

$$A = B^2 = \frac{D + L}{q_{net\ all}} = \frac{350 + 450}{125}$$

Use a foundation with dimension of $2.6 \times 2.6 \text{ m}$

The factored load $U = 1.4 D + 1.6 L$ (ECOP)

$$= 1.4 \times 350 + 1.6 \times 450 = 1210 \text{ kN}$$

$$q = U/A = 1210 / 2.6 \times 2.6 = 179 \text{ kN/m}^2 = 0.179 \text{ MN/m}^2$$

Punching (two-way action shear)

$$V_c = 0.85 (0.34) \sqrt{f_c}$$

$$= 0.85 \times 0.34 \sqrt{22.5} = 1.37 \text{ MN/m}^2$$

for square footing

$$d^2 \left(V_c + \frac{q}{4} \right) + d \left(V_c + \frac{q}{2} \right) b = (A_f - A_c) \frac{q}{4}$$

$$d^2 \left(1.37 + \frac{0.179}{4} \right) + d \left(1.37 + \frac{0.179}{2} \right) 0.5 = (2.6 \times 2.6 - 0.5 \times 0.5) \frac{0.179}{4}$$

$$1.41 d^2 + 0.73 d - 0.29 = 0$$

$$d^2 + 0.52 d - 0.206 = 0$$

completing the square

$$(d + 0.26)^2 = 0.206 + 0.26^2 = 0.2736$$

$$d + 0.26 = \pm \sqrt{0.2736}$$

$$\therefore d = \pm 0.523 - 0.26$$

$$= 0.263 \text{ m}$$

Not necessary to check wide-beam shear :

The approximate footing depth is :

$$d^2 + bd = B^2 q/4 V_c$$

$$d^2 + 0.5 d = \frac{2.6^2 \times 0.179}{4 \times 1.37} = 0.221$$

Completing the square :

$$(d + 0.25)^2 = 0.221 + 0.25^2 = 0.284$$

$$\therefore d = 0.283 \text{ m}$$

take $t = 0.50 \text{ m}$ and $d = 0.43 \text{ m}$

$$c = \frac{2.6 - 0.5}{2} = 1.05 \text{ m}$$

$$M_u = q B C/2 = 179 \times 2.6 \times 1.05/2 \\ = 256.6 \text{ kN m}$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_{cu} B}$$

$$A_s = 0.85 a f_{cu} B / f_y = 0.85 \times 22.5 \times 2.6 a / 240 = 0.207 a$$

$$M_u = \phi A_s f_y (d - a/2)$$

$$\text{with } \phi = 0.9 \text{ and } A_s = 0.207 a$$

$$\therefore M_u = 0.9 \times 0.207 a \times 240000 (0.43 - a/2)$$

$$256.6 = 19226.2a - 22356 a^2$$

$$a^2 - 0.86 a + 0.0115 = 0$$

$$a = \frac{0.86 \pm \sqrt{(0.86)^2 - 4 \times 0.0115}}{2}$$

$$a = 0.0136$$

$$A_s = 0.207 \times 0.0136 = 0.0028 \text{ m}^2 = 28 \text{ cm}^2$$

Check percent steel :

$$\mu = \frac{A_s}{Bd} = \frac{0.0028}{2.6 \times 0.43} = 0.0025$$

$$> \mu_{\min} = 0.0018 \text{ (ACI code)}$$

use 14 ϕ 16 in each side

✓ check development length :

$$L_{d1} = 0.019 A_b \frac{f_y}{\sqrt{f_c}} = 0.019 \times 201 \times \frac{240}{\sqrt{22.5}} = 193.2 \text{ mm}$$

$$\text{also } L_{d1} \geq 0.05 d b f_y = 0.058 \times 16 \times 240 = 222.7 \text{ mm}$$

$$\text{So } L_{d\min} = 300 \text{ mm controls}$$

$$\text{Actual } L_{d1} = C - \text{over} = 105 + 0.075 = 0.975 \text{ m} > 300 \text{ mm}$$

Check for bearing strength and dowels :

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = \sqrt{\frac{(0.5 + 4 \times 0.43)^2}{0.5 \times 0.5}} = 2.9$$

$$\text{So use } \sqrt{A_2 / A_1} = 2 \text{ and } \phi = 0.7.$$

$$\text{The design bearing strength} = 0.85 \phi f_c A_1 \sqrt{A_2 / A_1}$$

$$= 0.85 \times 0.7 \times 22.5 \times 0.5 \times 0.5 \sqrt{2}$$

$$= 4.733 \text{ MN} = 4733 \text{ kN}$$

The factored column load

$$u = 1210 \text{ kN} < 4733 \text{ kN}$$

So, a minimum area of dowels should be provided across the interface of the column and foundation. Minimum area of steel

$$= 0.005 (\text{area of column}) = 0.005 \times 40 \times 40$$

$$= 8 \text{ cm use } 4 \phi 16 \text{ as dowels}$$

The final design section is shown in Fig. (4-11)

Example (4-4):

Redesign the footing given in example (4-3) using 40 cm plain concrete.

Solution :

$$q_{\text{net all}} = q_{\text{all}} + \gamma_s D_f = 152.5 + 1.25 \times 22 = 125 \text{ kN/m}^2$$

$$A_{pc} = \frac{350 + 450}{125} = 6.4 \text{ m}^2$$

Take plain concrete $2.6 \times 2.6 \text{ m}$ and $C_{pc} = 0.4$

$$B_{RC} = 2.6 - 2 \times 0.4 = 1.8 \text{ m}$$

Use RC footing $1.8 \times 1.8 \text{ m}$

The factored load,

$$U = 1.4 D + 1.6 L$$

$$= 1.4 \times 350 + 1.6 \times 450 = 120 \text{ kN}$$

$$q = \frac{U}{A_{RC}} = \frac{120}{1.8 \times 1.8} = 373.5 \text{ kN/m}^2 = 0.3735 \text{ MN/m}^2$$

Punishing (two-way action shear)

$$V_c = 0.85 (0.34) \sqrt{f_c}$$

$$= 0.85 \times 0.34 \sqrt{22.5} = 1.37 \text{ MN/m}^2$$

For square footing :

$$d^2 \left(V_c + \frac{q}{4} \right) + d \left(V_c + \frac{q}{2} \right) b = (A_f - A_c) \frac{q}{4}$$

$$d^2 \left(1.37 + \frac{0.3735}{4} \right) + d \left(1.37 + \frac{0.3735}{2} \right) 0.5 = (1.8 \times 1.8 - 0.5 \times 0.5) \frac{0.3735}{4}$$

$$1.46 d^2 + 0.78 d = 0.28$$

$$d^2 + 0.5 d = \frac{1.8^2 \times 0.3735}{4 \times 1.37} = 0.221$$

$$\therefore d = 0.283 \text{ m}$$

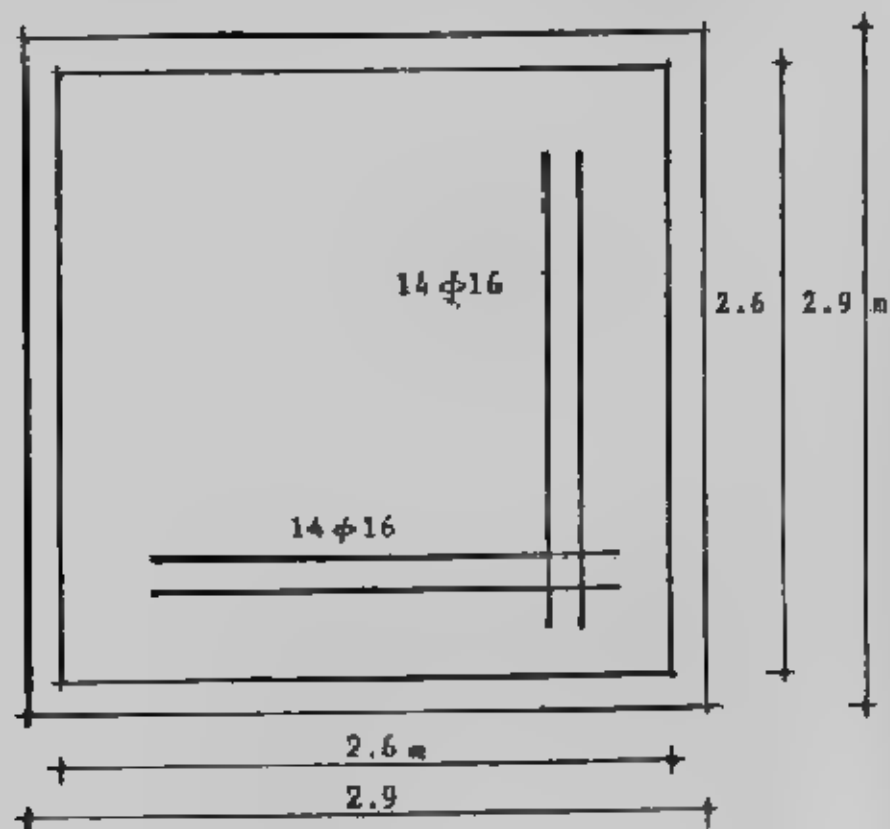
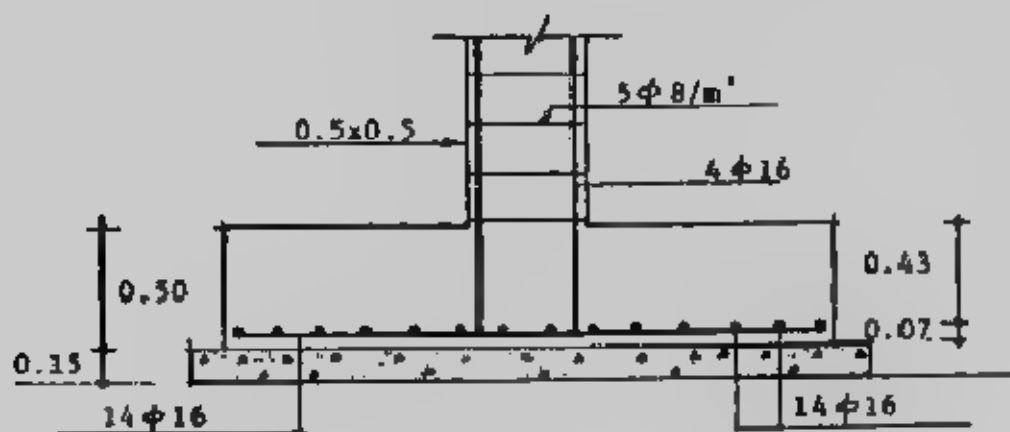
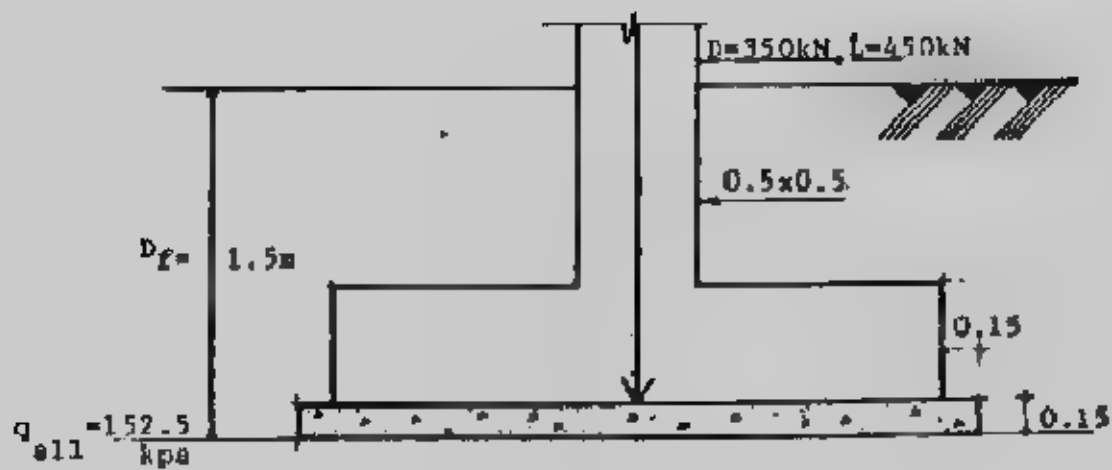
If we take $t = 0.5 \text{ m}$ and $d = 0.43$

$$c = \frac{1.8 - 0.5}{2} = 0.675 \text{ m}$$

$$M_u = q B C^2 / 2 = 373.5 \times 1.8 \times 0.675^2 / 2 = 257.4 \text{ kN.m}$$

$$A_s = 0.85 B f_c B / f_y = 0.85 \times 22.5 \times 1.8 \times 240 = 0.143 \text{ a}$$

$$M_u = \phi A_s f_y (d - a/2)$$



شكل (١١-٤) مثال (٣-٤)

with $\phi = 0.9$ and $A_s = 0.143a$
 $M_u = 0.9 \times 0.143a \times 240000 (0.43 - a/2) = 257.4$
 $15444 a^2 - 13281.8a + 257.4 = 0$

Solution of this equation gives

$$a = 0.0199$$

$$A_s = 0.143 \times 0.0199 = 0.0028 \text{ m}^2 = 28 \text{ cm}^2$$

$$\mu = \frac{A_s}{Bd} = \frac{0.0028}{1.8 \times 0.43} = 0.0036 > \mu_{\min} = 0.0018$$

use 14 ϕ 16 in each side

Check development length :

$$L_d = 0.019 A_s \frac{f_y}{\sqrt{f_c}} = 0.019 \times 201 \times \frac{240}{\sqrt{225}} = 193.2 \text{ mm}$$

also $L_d \geq 0.058 d_b f_y = 0.058 \times 16 \times 240 = 222.7 \text{ mm}$

So $L_{d\min} = 300 \text{ mm}$ controls

$$\text{Actual } L_d = e\text{-cover} = 0.875 - 0.075 = 0.8 \text{ m} > 300 \text{ mm}$$

Check for bearing capacity :

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = \sqrt{\frac{(0.5 + 0.43)}{0.5 \times 0.5}} = 2.93$$

So use $\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 2$ and $\phi = 0.7$

$$\begin{aligned} \text{The design bearing strength} &= 0.85 \phi f_c A_1 \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \\ &= 0.85 \times 0.7 \times 22.5 \times 0.5 \times 0.5 \sqrt{2} \\ &= 4.733 \text{ MN} = 4733 \text{ kN} \\ &> U = 1210 \text{ kN} \quad \text{ok} \end{aligned}$$

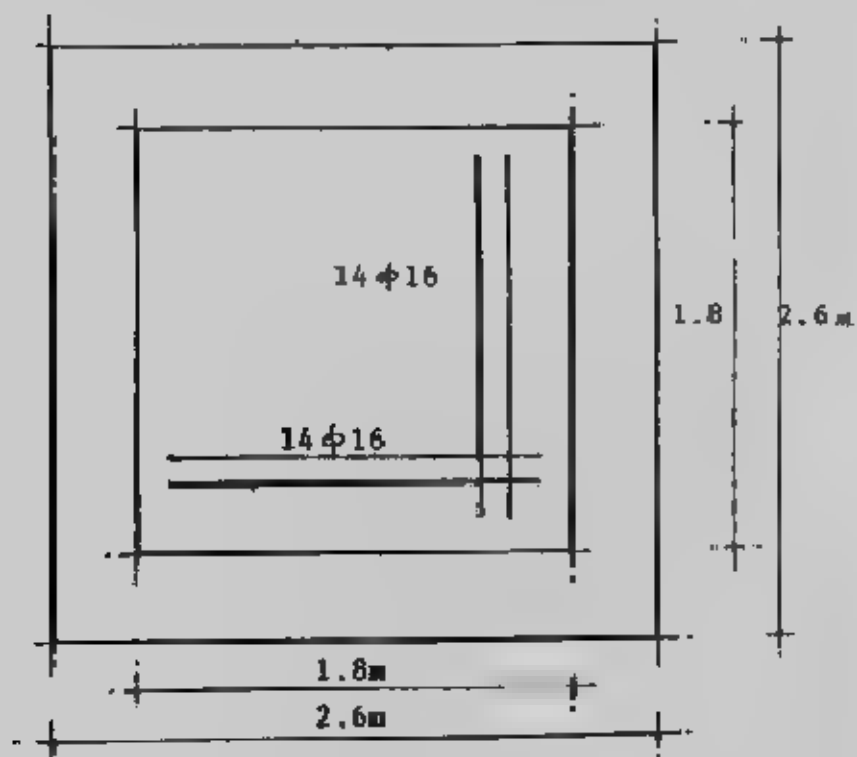
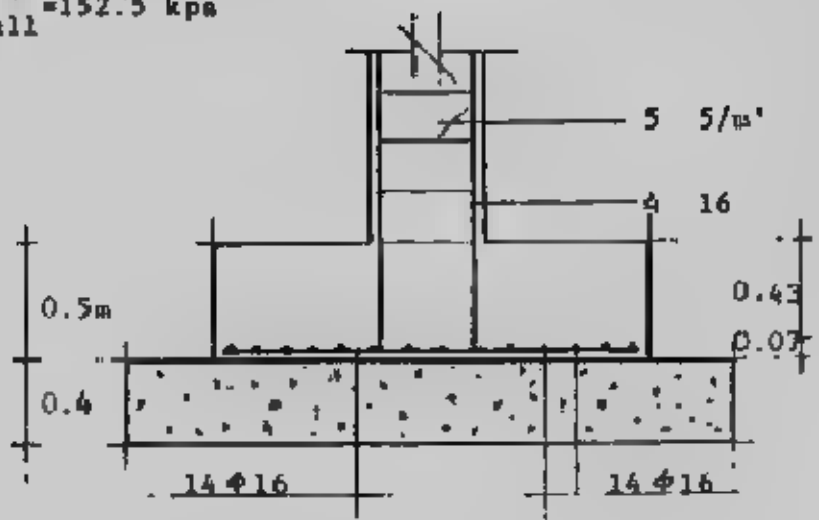
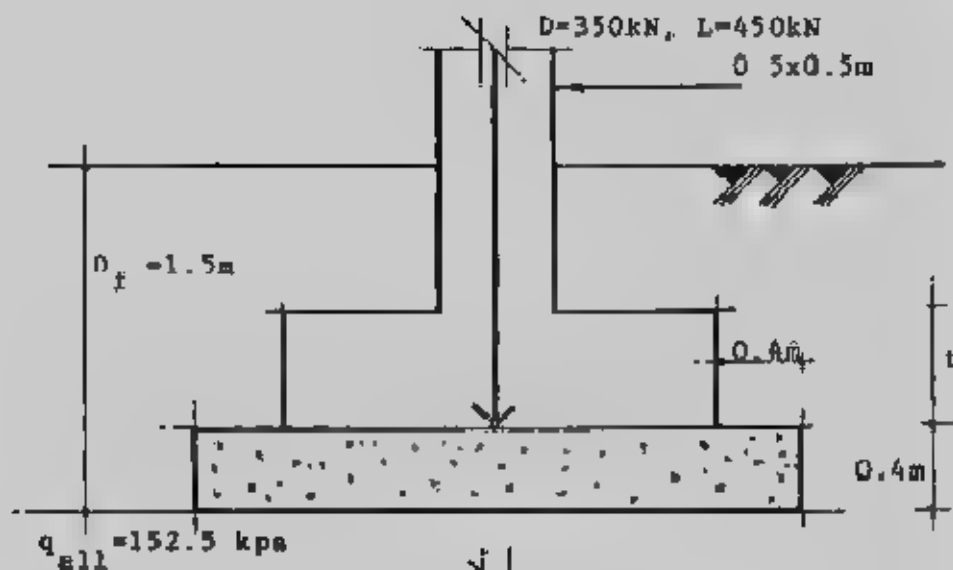
So, a minimum area of dowels should be provided across the interface of the column and foundation :

$$\text{Minimum area of steel} = 0.005 A_1 = 0.005 \times 40 \times 40 = 8 \text{ cm}^2$$

So, use 4 ϕ 16 as 8 dowels.

The final design section is shown in Fig. (1-12)

- ملحوظة :** قطر حديد الأساور dowels يجب ألا يقل عن قطر حديد تسليح العمود .
- ومن خلال الأمثلة السابقة ومقارنة نتائج الحلول في طريقتي إجهادات التشغيل والمقاومة القصوى يجب ملاحظة أن حديد التسليح المستخدم في طريقة المقاومة القصوى غالباً يكون



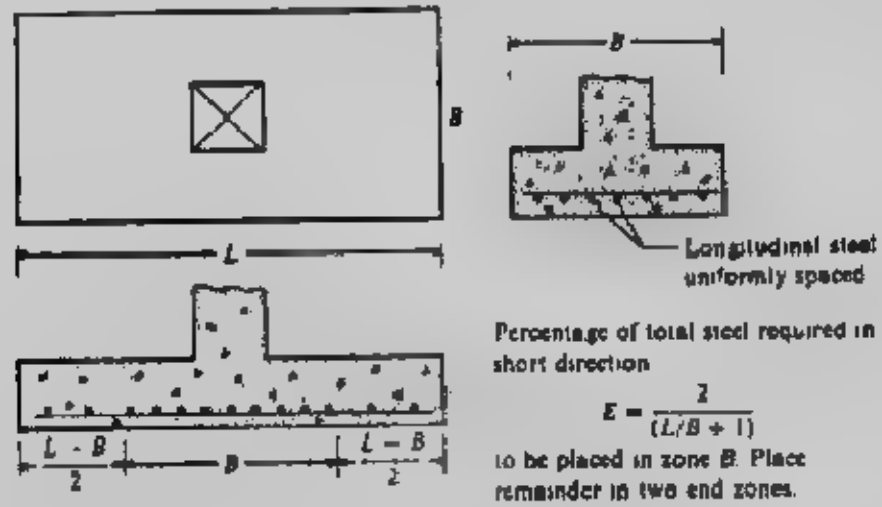
شکل (۱۷-۴) مثال (۴-۴)

✓
حديد عالي المقاومة والمعرض في هذه الطريقة (طريقة المقاومة القصوى) أن ينتج من التصميم تخانات للأساس أقل وكمية أكبر من حديد التسليح.

تصميم القواعد المستطيلة : Design of Rectangular Footings

تستخدم القواعد المستطيلة في الحالات الاضطرارية التي لا يصلح معها استخدام القواعد المربعة بسبب تقارب المسافات بين الأعمدة وتداخل القواعد المربعة معا. كما تستخدم القواعد المستطيلة للأعمدة المعرضة لعزوم انحناء حيث تكون هي الأكثر اقتصادا.

ومع تشابه خطوات تصميم القواعد المستطيلة مع القواعد المربعة إلا أن الحديد الطولى قد يختلف عن الحديد العرضي. ونظرا لأن المنطقة من الأساس المحيطة بالعمود في مساحة $B \times B$ تكون أكثر تأثراً في مقاومة عزم الانحناء فإن الحديد العرضي تركز منه نسبة معينة ومحددة في مسافة B أسفل العمود كما هو مبين في شكل (١٣-٤).



شكل (١٣-٤) تركيز الحديد في القواعد المستطيلة

وعند استخدام طريقة المرونة (اجهاد التشغيل) فإن خطوات التصميم للقواعد المستطيلة تتشابه مع القواعد المربعة إلا أن الخطوات تتكرر للاتجاهين الطولى والعرضي عند حساب العزوم وحديد التسليح و التماسك ويحسب العمق من العزم الأكبر تأثيراً.

وعند استخدام طريقة الحدود القصوى فإن خطوات التصميم تتشابه أيضاً مع القواعد المربعة حيث يكون النص هو المتحكم في العمق ما عدا في حالات القواعد المستطيلة المعرضة لعزوم أو التي يكون فيها L/B أكبر كثيراً من ١ فإن القص الأحادي wide-beam يكون هو الأكثر تأثيراً في العمق.

Example (4-5) :

Design a rectangular footing to support a square column 40×60 cm reinforced by $8 \phi 19$ mm carries a load of 100 t. The net allowable bearing pressure on the soil is 1.5 kg/cm^2 . Assume $f_c = 60 \text{ kg/cm}^2$, $f_s = 1400 \text{ kg/cm}^2$, $q_u = 7 \text{ kg/cm}^2$, $q_p = 10 \text{ kg/cm}^2$, use working stress method. Plain concrete is taken 40 cm, depth of foundation 2.0 m.

Solution :

$$A_{po} = 100 / 15 = 6.67 \text{ m}^2$$

take plain concrete 2.3×3 m and $C_{po} = 40$ cm

Use RC footing 1.5×2.2 m

Stress between plain and reinforced concrete is $q = \frac{100}{1.5 \times 2.2} = 30.3 < 50 \text{ t/m}^2$

وعلى اعتبار أن المقطع الحرج للنقص الناكس يكون حول العمود فإن :

$$d_p = \frac{P - A_{c,q}}{b_o \times q_p} = \frac{100 - 0.4 \times 0.6 \times 30.3}{2(0.4 + 0.6) \times 100} = 0.46 \text{ m}^2$$

وبحساب العزوم عند المقاطع الحرجة في الاتجاهين

$$M_x = 30.3 \times 2.2 \times 0.552/2 = 10.08 \text{ mt} = 4.58 \text{ mt/m'}$$

$$M_y = 30.3 \times 1.5 \times 0.82/2 = 14.54 \text{ mt} = 9.69 \text{ mt/m'}$$

$$d_m = 0.313 \sqrt{\frac{0.69 \times 100000}{100}} = 30.81 \text{ cm}$$

$$\text{and } d_m = 0.313 \sqrt{\frac{14.54 \times 100000}{(40 + 20)}} = 48.72 \text{ cm}$$

as $L > B$ it is preferable to compute the depth required for shear

$$d_{sh} = \frac{Q_{sh}}{b \times q_{sh}}$$

$$d_{sh} = \frac{(0.80 - d_{sh}) \times 1 \times 30.3}{1 \times 70}$$

$$\therefore d_s = 0.24 \text{ m}$$

take $d = 53$ cm and

$$t = 53 + 7 = 60 \text{ cm}$$

steel in long direction.

$$A_s = \frac{M_y}{k_2 d} = \frac{14.54 \times 10^5}{1217 \times 53} = 22.5 \text{ cm}^2$$

take $12 \phi 16$ (24.12 cm^2)

$$\text{percentage of steel } \mu = \frac{24.12}{150 \times 53} = 0.003 > 0.002$$

$$\text{Check bond stresses } Q_b = 30.3 \times 0.8 \times 1.5 = 36.36 \text{ t/m}^2.$$

$$q_b = \frac{Q_b}{0.87 \times d \sum \sigma}$$

$$= \frac{36.36 \times 1000}{0.87 \times 54 \times 12\pi \times 16} = 12.82 \text{ kg/cm}^2 > 12 \text{ kg/cm}^2$$

increase the reinforcement to 14 ϕ 16 by U-shape

$$q_b = \frac{36.36 \times 1000}{0.87 \times 54 \times 12\pi \times 16} = 10.99 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Anchorage length } d_d = \frac{A_s f_s}{\rho q_b} = \frac{2.01 \times 1400}{\pi \times 16 \times 11} = 50.9 \text{ cm} < 80 \text{ cm.}$$

Steel in short direction :

$$A_s = \frac{M_x}{k_2 d} = \frac{10.08 \times 10^5}{1217(54-16)} = 15.81 \text{ cm}^2$$

$$\text{minimum } A_s = 0.002 \times 54 \times 2.20 = 23.76 \text{ cm}^2$$

$$E = \frac{2}{(22/15 + 1)} = 0.81$$

$$\text{Area of steel in central zone of width } B = 0.81 \times 23.76$$

$$= 19.25 \text{ cm}^2$$

Use 10 ϕ 16 in 1.5 m middle zone.

Use 2 ϕ 16 in each 0.35m end zone.

Check bond stresses :

$$Q = 30.3 \times 0.55 \times 2.2 = 36.66 \text{ t}$$

$$q_b = \frac{36.66 \times 1000}{0.87 \times 526 \times 14\pi \times 16}$$

use 14 ϕ 16 in U-shape

$$\text{Anchorage length } d_d = \frac{A_s f_s}{\rho q_b} = \frac{2.01 \times 1400}{0.87 \times 526 \times 14\pi \times 16} = 50.9 \text{ cm} < 55 \text{ cm}$$

Details of the footing are shown in Fig. (4-15)

Example : (4-6):

Design a rectangular reinforced concrete footing for the following

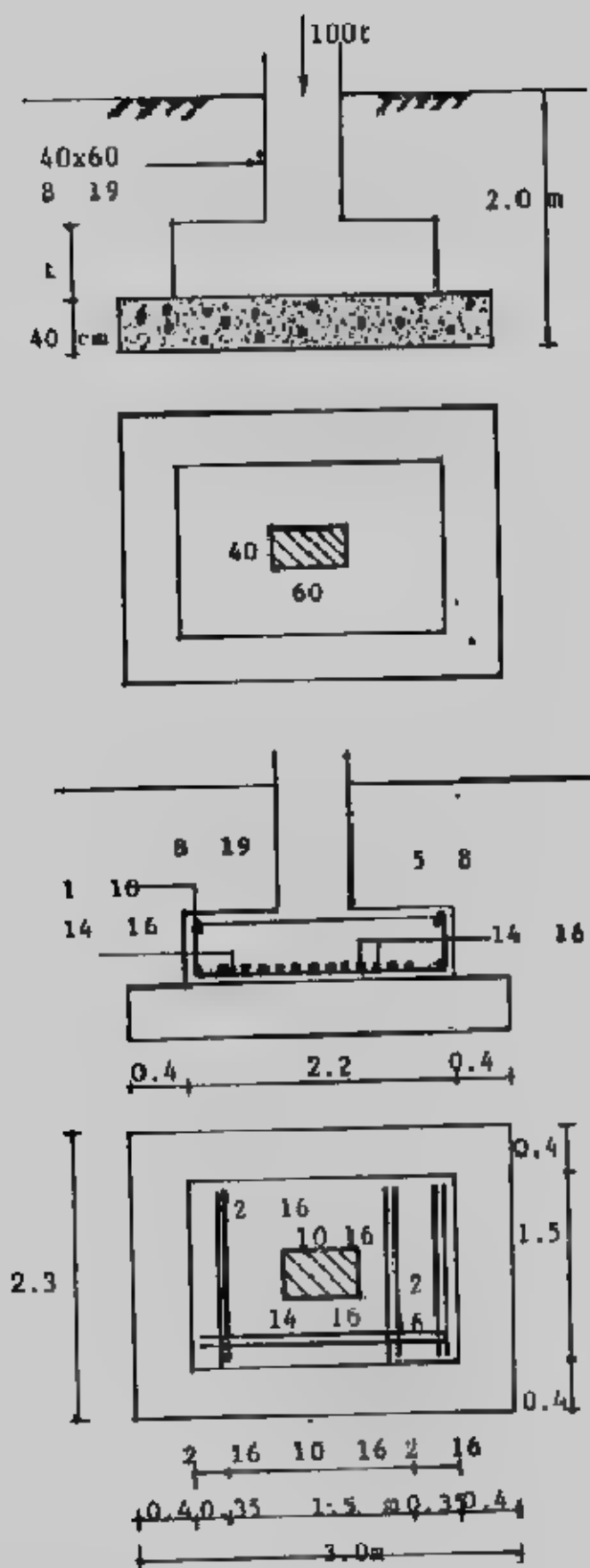
D = 1100 kN, L = 1000 kN at foundation level at 2m

footing B = 2.2m, $q_a = 240 \text{ kPa}$, $f_c = 21 \text{ Mpa}$, $f_y = 400 \text{ Mpa}$

Solution :

$$P = 1100 + 1000 = 2100 \text{ kN}$$

$$A = \frac{2100}{\quad} = 8.75 \text{ m}^2$$



شكل (٤-١٥) مثال (٤-٥) تفاصيل الخرسانة والحديد

$$L = A/B = \frac{8.75}{2.2} = 3.98 \text{ m}$$

Use $L = 4.0 \text{ m}$

$$U = 1.4 \times 1100 + 1.7 \times 1000 \quad (\text{ACI code})$$

$$= 1540 + 1700 = 3240 \text{ kN}$$

$$q = \frac{3240}{2.2 \times 4} = 368.2 \text{ kPa}$$

Depth for shear (wide-beam action)

$$V_c = 0.17 \phi \sqrt{f_c} = 0.17 \times 0.85 \sqrt{21} = 0.65 \text{ MPa}$$

$\Sigma F = 0$ on a 1 m wide section on right end of footing

$$\text{gives : } d (1.0) V_c + \left(\frac{4.0 - 0.45}{2} - d \right) q = 0$$

$$0.65 d + 0.368 d = 0.654$$

$$1.018 d = 0.654$$

$$d = 0.642 \text{ m} \quad \text{taken } 0.65$$

Use this value of d to check the two-way action :

Perimeter of two-way action block $= (0.45 + 0.65) \times 4 = 4.4 \text{ m}$

$$P_s = \text{Perimeter} \times d \times V_c = 4.4 (0.65) \times 0.34 \times 0.85 \sqrt{21}$$

$$= 3788 \text{ kN} > 3291.4 \text{ kN}$$

$$C_1 = \frac{4.0 - 0.45}{2} = 1.775 \text{ m}$$

$$M_u = M_{u1} = q C_1^2 / 2 = \frac{368.2 \times 1.775^2}{2} = 580.03 \text{ kN.m}$$

$$a = \frac{A_s A_y}{0.85 f_c B} = \frac{400 A_s}{0.85 \times 21 \times 1} = 22.41 A_s$$

$$M_u = \phi A_s f_y (d - a/2)$$

$$\frac{580.03}{1000} = 0.9 A_s \times 400 \left(0.65 - \frac{22.41}{2} A_s \right)$$

Cleaning up, we obtain

$$A_s^2 - 0.058 A_s + 0.0014 = 0$$

$$A_s = 0.0025 \text{ m}^2/\text{m}$$

$$\text{Check percent steel : } \mu = \frac{0.0025}{1 \times 0.65} = 0.0038 > 0.0018 < 0.016$$

$$\text{total steel } A_s = 0.0025 \times 2.2 = 0.0055 \text{ m}^2 = 55 \text{ cm}^2$$

Use 20 $\phi 19$ as a longitudinal reinforcements.

Check development length :

$$L_d = 0.019 A_s f_y / \sqrt{f_c} = 0.019 \times 284 \times 400 / \sqrt{21} = 471 \text{ mm}$$

$$\text{also } L_d \geq 0.058 d_b f_y = 0.058 \times 19 \times 400 = 440.8 \text{ mm}$$

$$L_d \text{ actual} = C\text{-cover} = 1775 - 75 = 1700 \text{ mm} > 471 \text{ mm}$$

Short direction :

Assuming short bars also ϕ 19 mm

$$d' = 0.65 - 0.019 = 0.631 \text{ m}$$

$$C_2 = \frac{2.2 - 0.45}{2} = 0.875 \text{ m}$$

$$M_{u1} = \frac{368.2 \times 0.875^2}{2} = 140.95 \text{ kN m}$$

$$a = \text{same as before} = 22.41 A_s$$

$$M_u = \phi A_s f_y (d - a/2)$$

$$0.14095 = 0.9 A_s \times 400 (0.631 - \frac{22.41}{2} A_s)$$

$$A_s^2 - 0.0563 A_s + 0.000035 = 0$$

$$A_s = 0.00063 \text{ m}^2/\text{m of width}$$

$$\text{Check percent steel : } \mu = \frac{0.00063}{1 \times 0.631} = 0.000998 < 0.0018$$

$$A_s \text{ required} = 0.0018 \times 1 \times 0.631 = 0.0011 \text{ m}^2/\text{m}$$

$$A_s \text{ total} = 0.0011 \times 4.0 = 0.0044 \text{ m}^2 = 44 \text{ cm}^2$$

$$\text{use } 16 \phi 19 \quad \text{or} \quad 24 \phi 16$$

This reinforcement may be distributed by :

$$\text{In the central zone of } 2.2 \text{ m} = A_s \times \frac{1}{S+1} = A_s \times (2/\frac{4}{2.2} + 1) \approx 17 \phi 16 \text{ and in each out}$$

$$\text{side zone of } 0.9 \text{ m} \approx 4 \phi 16$$

it is not necessary to check L_d .

Check bearing and design dowels :

$$A_1 = 0.45 \times 0.45 = 0.2025 \text{ m}^2$$

$$A_2 = (0.45 + 4 \times 0.65)^2 = 9.30 \text{ m}^2$$

$$\sqrt{A_2 / A_1} = \sqrt{\frac{9.30}{0.2025}} = 6.8 \gg 2$$

$$\text{so use } \sqrt{A_2 / A_1} = 2 \text{ and } \phi = 0.7$$

$$\begin{aligned} \text{design bearing strength} &= 0.85 \phi f_c A_1 \sqrt{A_2 / A_1} \\ &= 0.85 \times 0.7 \times 21 \times 0.2025 \times 2 \\ &= 5.06 \text{ MN} = 5060 \text{ kN} \end{aligned}$$

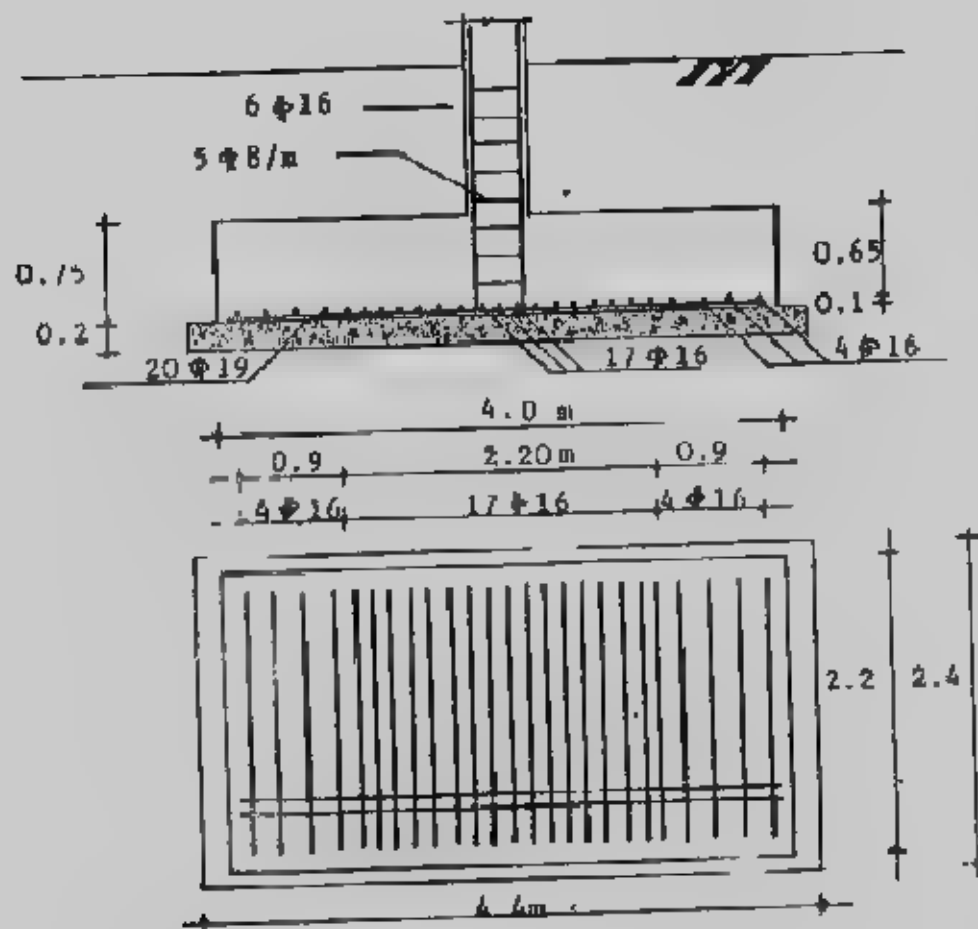
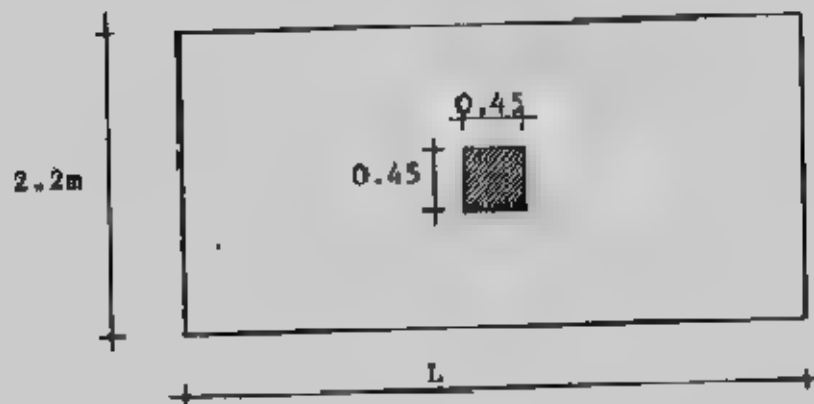
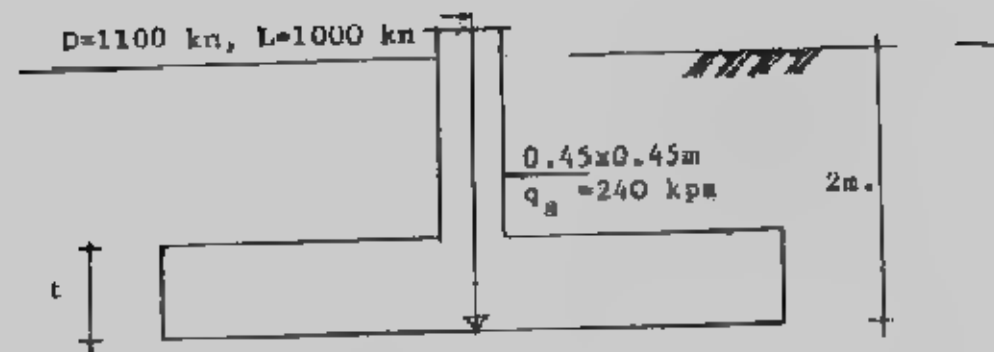
$$\text{The factored column load} \quad U = 3240 \text{ kN} < 5060 \text{ kN}$$

minimum area of dowels should be used across the interface of the column and foundation.

$$\text{Minimum area of steel} = 0.005 A_1 = 0.005 \times 0.2025 = 10.1$$

so, use $6 \phi 16$

The final design section is shown in Fig (4-16).



شكل (١٦-٤) مثال (٦-٤) تفاصيل الخرسانة والحديد

القواعد المعرضة لعزم انحناء Footing Subjected to Moment :

القواعد تنقل الأحمال المحورية للتربة وإضافة لذلك فإنها قد تتعرض لعزوم انحناء حول محور أو محورين. ومن أمثلة هذه القواعد : قواعد الكبارى والحوائط الساندة وقواعد الإطارات والمباني العالية ... وغيرها. وينتج عن الأحمال والعزوم - المعرضة لها القواعد - إجهادات على التربة خطية غير منتظمة التوزيع. ويجب ألا يتخطى هذا الإجهاد الجهد المسموح به للتربة، وحينما يتعرض الأساس لحمل غير مركزي أو عزم حول أحد محاوره فإنه يمكن حساب توزيع ضغط التماس أسفله من حساب الإنشاءات شكل (٤-١٧)، وعندما تقع محصلة الأحمال في الثلث الأوسط من القاعدة فإنه توزيع الإجهاد أسفل الأساس يأخذ شكل شبه منحرف ويحسب من:

$$q_2 = \frac{P}{BL} \left(1 \pm \frac{6e}{L} \right) \dots \dots \dots (4-45)$$

$$e = \frac{M}{P}$$

وحيثما تقع محصلة الأحمال على حدود الثلث الأوسط تماماً حيث $e = L/6$ فإن توزيع الإجهاد أسفل الأساس يأخذ شكل مثلث حيث :

$$q_1 = \frac{2P}{BL}, q_2 = 0 \dots \dots \dots (4-46)$$

وحيثما تقع محصلة الأحمال خارج الثلث الأوسط للقاعدة فإن توزيع الإجهاد أسفل الأساس سوف يكون من جزئين : شد وآخر ضغط وحيث أن التربة لا تتحمل الشد فإن القاعدة سوف تتعرض لإجهادات الضغط في جزء منها وتحسب من :

$$q_1 = \frac{2P}{3B(L/2 - e)} \dots \dots \dots (4-47)$$

وحيثما تتعرض القاعدة لعزم انحناء على محورين فيها فإن الإجهاد أسفلها يحسب من المعادلة العامة للإجهادات :

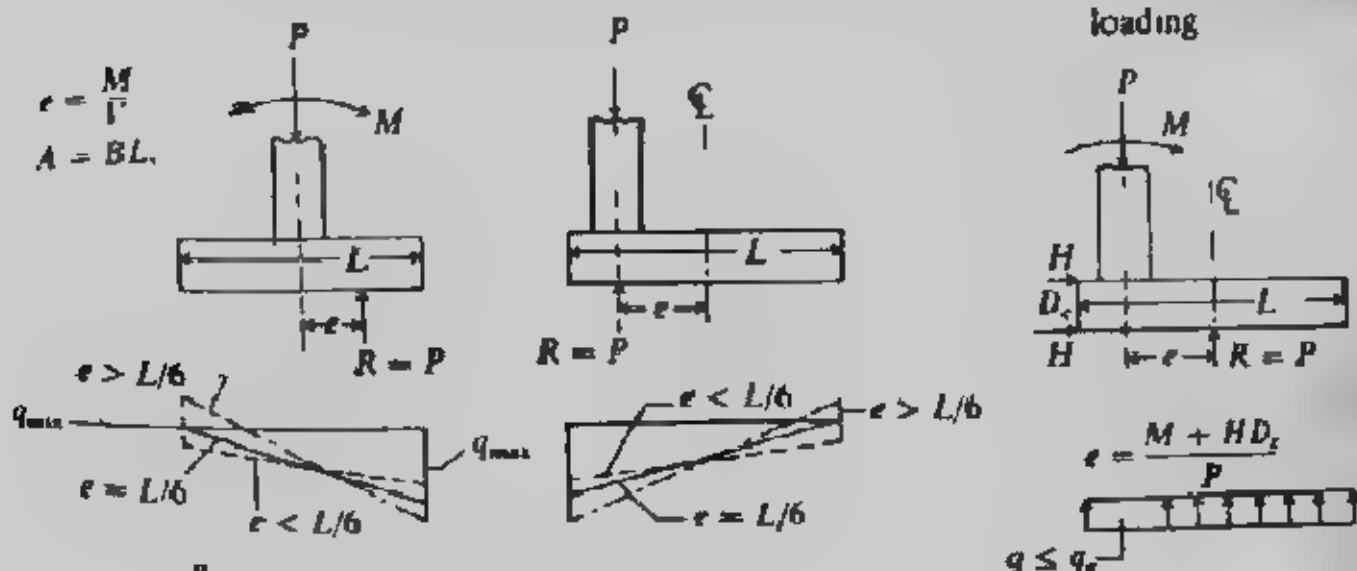
$$q_2 = \frac{P}{A} \pm \frac{M_x \cdot y}{I_x} \pm \frac{M_y \cdot x}{I_y} \dots \dots \dots (4-48)$$

وسوف نقدم أمثلة على نوعين من القواعد المعرضة لعزم الانحناء. النوع الأول للقواعد المعرضة لعزم انحناء متعكس أي يغير اتجاهه حسب التحميل ولهذا النوع يفترض أن العزم في اتجاه واحد فقط ينتج عنه إجهاد شبه منحرف أسفل القاعدة ويتم التصميم على ذلك للجانب الخارج ثم تطبق نتائج التصميم على الجانب الآخر عندما يغير العزم اتجاهه للعكس. والنوع الثاني للقواعد المعرضة لعزم دائم الاتجاه (أي اتجاه واحد فقط) ولهذا النوع نجعل محصلة

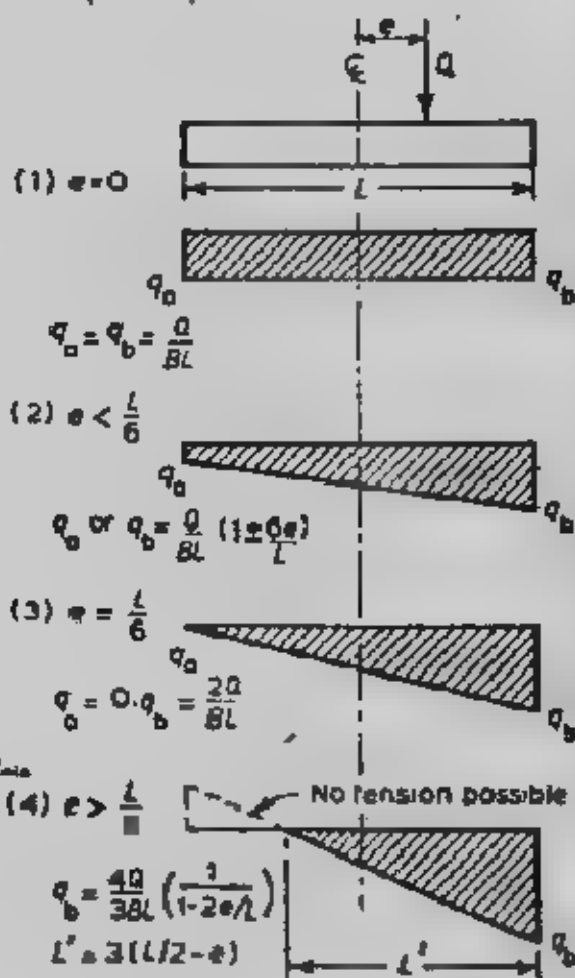
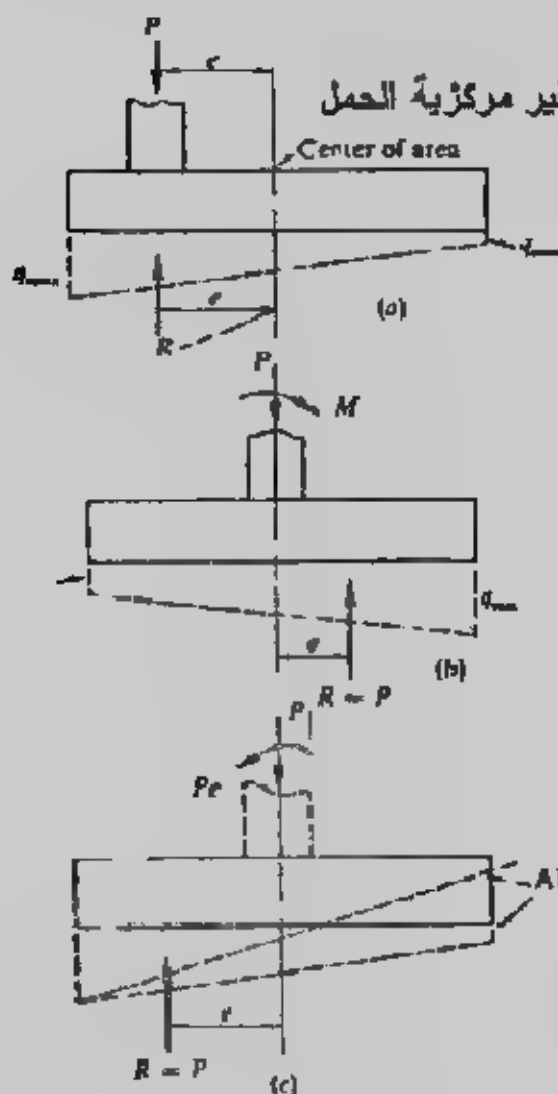
الأحمال في مركز ثقل الأساس وهذا يجعل العمود مرحلا عن مركز الأساس. وفي هذه الحالة يتعرض الأساس لاجهاد منتظم بسبب تواجد محصلة الأحمال في مركز ثقل الأساس.

Eccentrically loaded bases. In all cases $q_{max} \leq q_a$

H = shear from col. moments or other loading



شكل (١٧-٤) الأساسات الغير مركزية الحمل



شكل (١٨-٤) الإجهادات أسفل القواعد الغير مركزية التحميل

Example (4-7):

Design a reinforced concrete footing for a column 30 x 60 cm carrying a load of 80 t and reversible bending moment of 24 mt. The net allowable soil pressure is 1.2 kg/cm². Take :

$f_c = 55 \text{ kg/cm}^2$ ($f_{cu} = 250 \text{ kg/cm}^2$), $f_s = 1400 \text{ kg/cm}^2$, $q_s = 9 \text{ kg/cm}^2$

$q_p = 9 \text{ kg/cm}^2$ (use working stress method)

Solution :

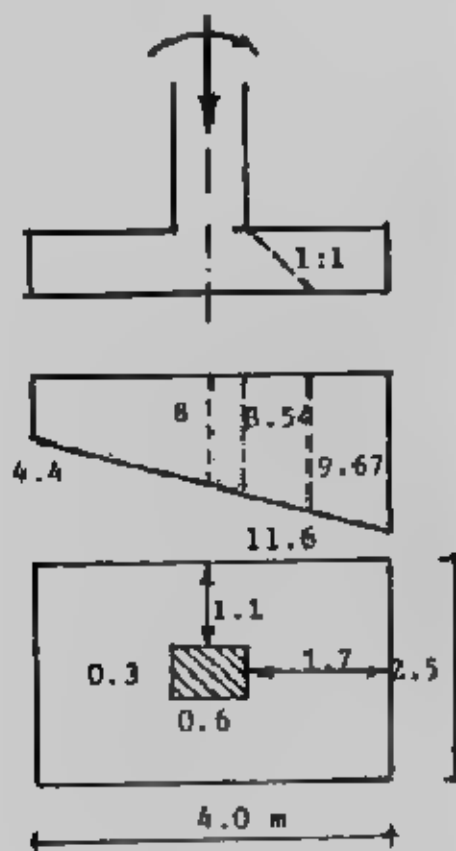
$$e = M/P = 24/80 = 0.3 \text{ m}$$

$$q_2 = \frac{P}{BL} \left(1 \pm \frac{6e}{L}\right)$$

$$q_{\max} = \frac{P}{BL} \left(1 + \frac{6e}{L}\right)$$

$$12 = \frac{80}{BL} \left(1 + \frac{6 \times 0.3}{L}\right)$$

$$B = 6.67 \left(1 + \frac{L \times 1.8}{L^2}\right)$$



شكل (١٩-٤) مثال (٧-٤) أبعاد

By trial and error .

L	B	LB
2	6.34	12.68
2.5	4.59	11.48
3	3.56	10.68
3.5	2.89	10.12
4	2.42	9.68
4.5	2.08	9.36
5	1.81	9.05

Take $4 \times 2.5\text{m}$

$$q_1 = \frac{80}{4 \times 2.5} \left(1 + \frac{6.03}{4} \right) = 11.6 \text{ t/m}^2$$

$$q_2 = \frac{80}{4 \times 2.5} \left(1 - \frac{6.03}{4} \right) = 4.4 \text{ t/m}^2$$

q at any distance x from maximum pressure is given by :

$$q = 11.6 - 1.8(x)$$

$$q \text{ at the centre of column} = 11.6 - 1.8 \times 2 = 8 \text{ t/m}^2$$

$$q \text{ at the face of column} = 11.6 - 1.8 \times 1.7 = 8.54 \text{ t/m}^2$$

$$dp = \frac{P - A_c q}{b_o q_o} = \frac{80 - 0.3 \times 0.6 \times 8.54}{2(0.6 + 0.3) \times 100} = 0.436\text{m}$$

Long direction :

$$M_{\max} = 8.54 \times 2.5 \times 107^2 / 2 + (11.6 - 8.54) \times 2.5 \times \frac{1.07}{2} \times \frac{2}{3} \times 1.7$$

$$= 30.85 + 7.37 = 38.22 \text{ mt}$$

$$d_m = k_1 \sqrt{M/b} = 0.334 \sqrt{38.22 \times 10^5 / 250} = 41.3 \text{ cm}$$

If we take $b = bc + 20 = 30 + 20 = 50 \text{ cm}$

$$d_m = 0.334 \sqrt{38.22 \times 10^5 / 250} = 92.3 \text{ cm}$$

take $t = 70 \text{ cm}$ and $d = 63 \text{ cm}$

$$A_s = \frac{38.22 \times 10^5}{63 \times 1227} = 49.44 \text{ cm}^2$$

take 18 ϕ 19 L-shape.

Since the moment is reversed the area of steel is placed in both direction, so 18 ϕ 19 or run through out the length of the footing.

$$\mu = \frac{49.44}{250 \times 63} = 0.0031 > 0.002$$

Check bond stresses

$$\begin{aligned} Q \text{ at the face of column} &= 8.54 \times 2.5 \times 1.7 + (11.6 - 8.54) \times 2.5 \times \frac{1.7}{2} \\ &= 36.3 + 6.5 = 42.8 \text{ t} \end{aligned}$$

$$q_b = \frac{42.8 \times 10^3}{0.87 \times 63 \times 18 \pi \times 1.9} = 7.27 \text{ kg/cm}^2$$

Check shear

$$\text{Critical section of shear at } x = 1.7 - 0.63 = 1.07 \text{ m}$$

$$q \text{ at critical section of shear} = 11.6 - 1.8 \times 1.07 = 9.67 \text{ t/m}$$

$$Q_{ab} = 9.67 \times 2.5 \times 1.07 + (11.6 - 9.67) \times 1.07 \times 2.5 \times \frac{1}{2}$$

$$q_u = \frac{28.45 \times 10^3}{250 \times 63} = 1.81 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Anchorage length } d_a = \frac{A_s f_s}{\rho q_b} = \frac{2.835 \times 1400}{5.98 \times 10} = 66.4 \text{ cm} < 1.7 \text{ m}$$

$$M = \left(\frac{19.36 \times 10^5}{1227 \times 63} \right) = 25.04 \text{ cm}^2$$

$$\text{min. } A_s = 0.002 \times 400 \times 63 = 50.4 \text{ cm}^2 > 25.8 \quad \text{take } 25 \phi 16$$

check of bond stresses

$$Q_b = 8 \times 4 \times 1.1 = 35.2$$

$$d = 63 - \frac{1.9}{2} - \frac{1.6}{2} = 61.25 \text{ cm}$$

$$q_b = \frac{35.2 \times 10}{0.87 \times 61.25 \times 25 \pi \times 1.6} = 5.26 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Anchorage length } d_d = \frac{A_s f_s}{\rho q_b} = \frac{2.01 \times 1400}{5.03 \times 10} = 55.9 \text{ cm} < 1.1 \text{ m}$$

Details of the footing are shown in Fig. (4-20)

Example (4-8) :

Design a footing for a concentric column load and a reversible moment. Given

data :

$$P = 800 \text{ D} + 800 \text{ L} = 1600 \text{ kN}, M = 800 \text{ kN.m}, q_{na} = 200 \text{ kpa}, f_c = 21 \text{ Mpa}$$

$$f_y = 400 \text{ Mpa (use ultimate strength method)}$$

Solution :

$$q_1 = \frac{P}{BL} \left(1 \pm \frac{6e}{L} \right)$$

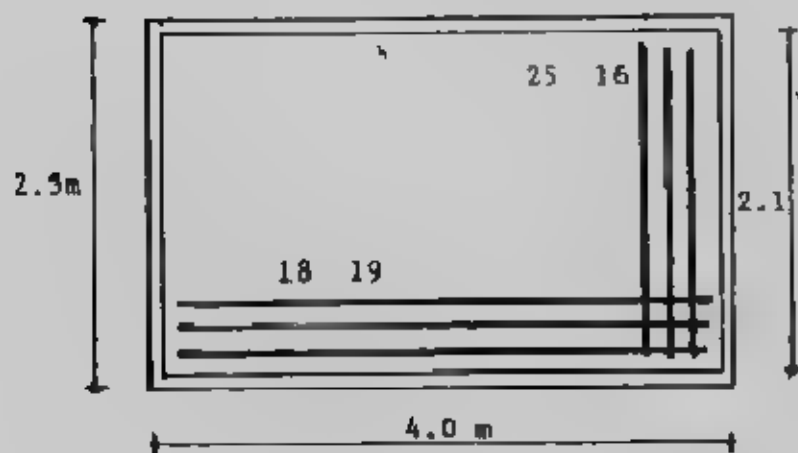
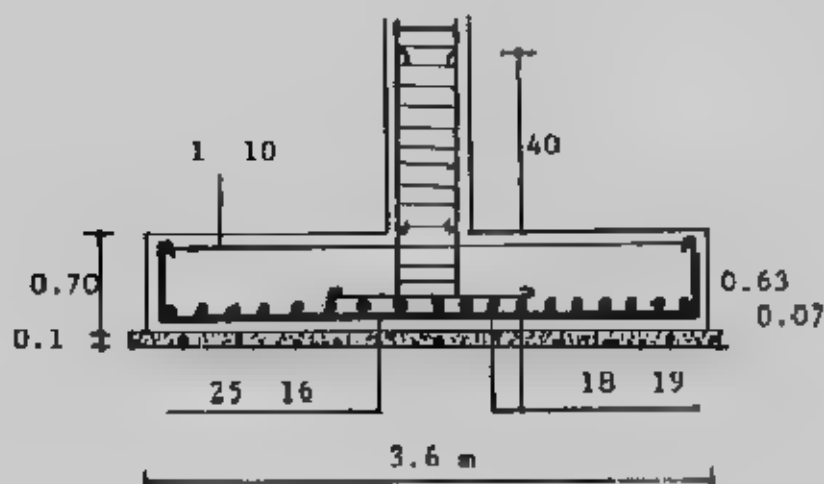
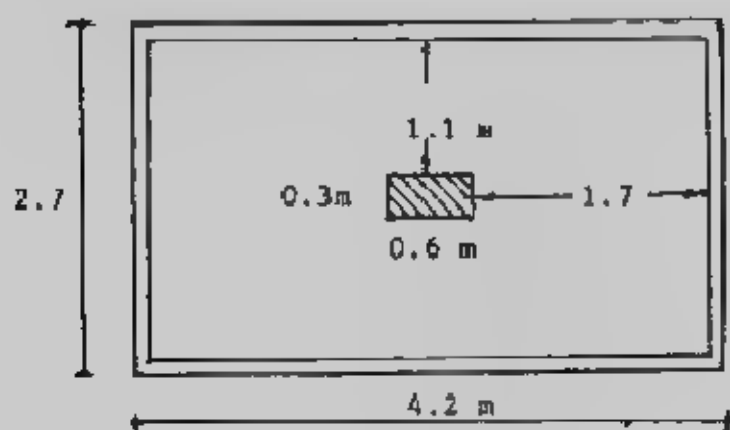
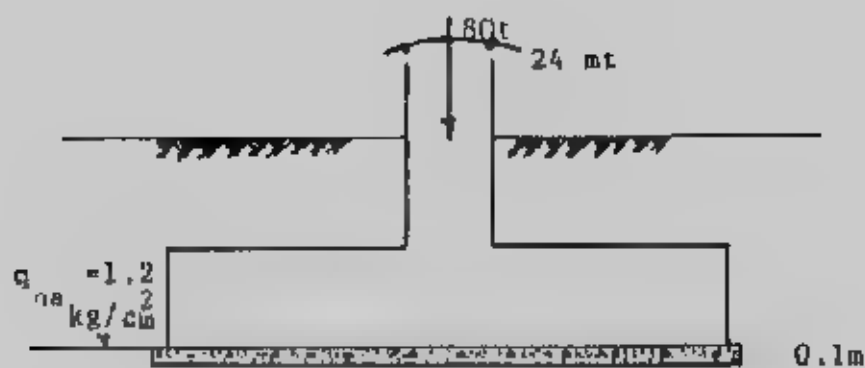
$$e = M/P = 800 / 1600 = 0.5 \text{ m}$$

$$200 = \frac{1600}{BL} \left(1 \pm \frac{6 \times 0.5}{L} \right)$$

by solving for B

$$B = \frac{8}{L} \left(1 \pm \frac{3}{L} \right)$$

$$\text{for } e \leq \frac{L}{6}, L \text{ must } \geq 3 \text{ m}$$



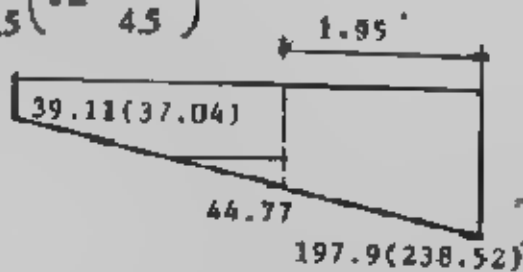
شكل (٢٠-٤) مثال (٧-٤)

L, m	B, m	L x B, m ²
3	5.33	16
4	3.5	14
4.5	2.96	13.3
5	2.56	12
6	2	12

suggested footing size :

B = 3.0 m, L = 4.5 m

$$q_{1/2} = \frac{1600}{3 \times 4.5} \left(1 \pm \frac{6 \times 0.5}{4.5} \right)$$



$$q_1 = 197.9 \text{ kPa}, q_2 = 39.11 \text{ kPa} < q_u = 200 \text{ kPa}$$

$$P_u = 0.75 (1.4 \times 800 + 1.7 \times 800) = 1860 \text{ kN}$$

$$q_{ult} = \frac{1}{2} \left(\frac{P_u}{BL} \left(1 \pm \frac{6e}{L} \right) \right) = \frac{P_u}{BL} \pm \frac{6M_u}{BL^2}$$

$$= \frac{1860}{3 \times 4.5} \pm \frac{6 \times 1020}{3 \times 4.5^2}$$

$$q_{ult1} = 238.52 \text{ kPa}$$

$$q_{ult2} = 37.04 \text{ kPa}$$

Depth for shear (wide - beam action)

$$V_c = 0.17 \phi \sqrt{f_c} = 0.17 \times 0.85 \sqrt{21} = 0.65 \text{ Mpa} = 650 \text{ kPa}$$

$\Sigma F = 0$ on a 1m wide section on right end of footing gives :

$$d (1.0) V_c - \left(\frac{4.5 - 0.6}{2} - d \right) q = 0$$

$$q = \frac{P_u}{BL} \pm \frac{1860}{3 \times 4.5} = 137.78 \text{ kPa}$$

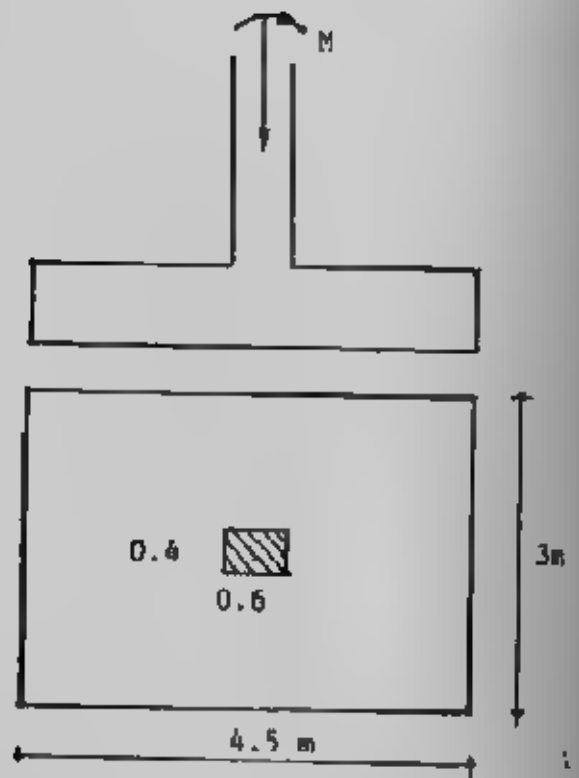
$$650 d - (1.95 - d) 137.78 = 0$$

$$787.78 d = 286.871$$

$$d = 0.36$$

d for two-way action using approximate equation can be found for

$$V_c = 0.34 \phi \sqrt{f_c} = 0.34 \times 0.85 \sqrt{21} = 1.32 \text{ Mpa}$$



شکل (٢١-٤) مثال (٨-٤) آیه - د

(ACI code)

$$4d^2 + 2(b+c) = \frac{BLq}{V_c}$$

$$4d^2 + 2(0.6 + 0.4)d = \frac{3 \times 4.5 \times 137.78}{1320}$$

$$4d^2 + 2d = 1.41$$

$$d^2 + 0.5d = 0.352$$

$$(d + 0.25)^2 = 0.352 + 0.25^2 = 0.41$$

$$d + 0.25 = \pm \sqrt{0.41} = 0.64$$

$$d = 0.64 - 0.25 = 0.39 \text{ m}$$

$$\text{use } d = 0.425 \text{ m}$$

$$\text{and } t = 0.5 \text{ m (cover} = 7.5 \text{ cm)}$$

كان يمكن إيجاد d بأحد الطريقتين السابقتين وعمل تأكيد check على الطريقة الأخرى حيث تؤخذ

d المعنية من two-way وتعمل تأكيد بها على wide-beam shear وهذا هو الأفضل ولذلك :

For wide beam shear $V_u = 1.32 \text{ Mpa} = 1320 \text{ kpa}$

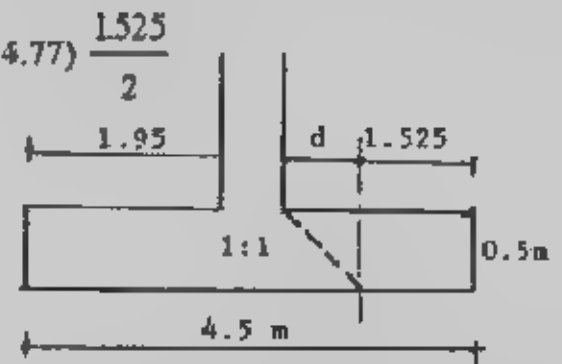
for a pressure diagram varying from 37.04 to 238.52 in 4.5 m, the shear V_u for a strip 1 m wide at d from column face :

$$V_u = 1.525 [238.5 - 1.525 (44.77)] + 1.525 (44.77) \frac{1.525}{2}$$

$$= 311.65 \text{ kpa}$$

$$V_s = \frac{V_u}{bd} = \frac{311.65}{1 \times 0.425} = 733.3$$

$$< V_c = 1320$$



شكل (٢٧-٤) مثال (٨-٤) القص

Determination of A_s for side with large toe pressure, 1.95m use integration because of pressure diagram.

$$M_u = \int_0^{1.95} V dx = \int_0^{1.95} \left(238.52 x - \frac{44.77x^2}{2} \right) dx$$

$$= \left[\frac{238.52x^2}{2} - \frac{44.77x^3}{6} \right]_0^{1.95} = 398.16 \text{ kN.m}$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c B} = \frac{400 A_s}{0.85 \times 21 \times 1}$$

$$M_u = \phi A_s f_y (d - a/2)$$

$$\frac{398.16}{1000} = 0.9 A_s \times 400 \left(0.425 - \frac{22.41 A_s}{2} \right)$$

cleaning up, we obtain

$$A_s^2 - 0.038 A_s + 0.000099 = 0$$

$$A_s = 0.0028 \text{ m}^2/\text{m}$$

$$\begin{aligned} \text{check percent steel } \mu &= \frac{0.0028}{1 \times 0.425} \\ &= 0.0066 > 0.0018 \\ &< 0.016 \end{aligned}$$

$$\text{total steel } A_s = 0.0028 \times 3 = 0.0084 \text{ m}^2 = 84 \text{ cm}^2$$

use 30 ϕ 19 as a longitudinal reinforcements.

Check development length :

$$L_d = 0.019 A_b f_y / \sqrt{f_c} = 0.019 \times 284 \times 400 / \sqrt{21} = 471 \text{ mm}$$

$$\text{also } L_d \geq 0.058 d f_y = 0.058 \times 19 \times 400 = 440.8 \text{ mm}$$

$$L_{d \text{ min}} = C - \text{cover} = 1950 - 75 = 1875 \text{ mm} > 471 \text{ mm}$$

Short direction :

Assuming short bars also ϕ 19 mm

$$d' = 0.425 - 0.019 = 0.406 \text{ m}$$

$$C_2 = \frac{3 - 0.4}{2} = 1.3 \text{ m}$$

$$q_{\text{average}} = \frac{238.52 + 37.04}{2} = 137.78 \text{ kpa}$$

$$M_u = \frac{137.78 \times 1.3^2}{2} = 116.42 \text{ kN.m}$$

$$a = \text{same as before} = 22.41$$

$$M_u = \phi A_s f_y (d - a/2)$$

$$0.1164 = 0.9 A_s \times 400 \left(0.406 - \frac{116.42}{2 A_s \times 400} \right)$$

Cleaning up, we obtain

$$A_s^2 - 0.036 A_s + 0.00029 = 0$$

$$A_s = 0.00082 \text{ m}^2/\text{m}$$

$$\begin{aligned} \text{Check percent steel } \mu &= \frac{0.00082}{1 \times 0.406} = 0.002 > 0.0018 \\ &< 0.016 \end{aligned}$$

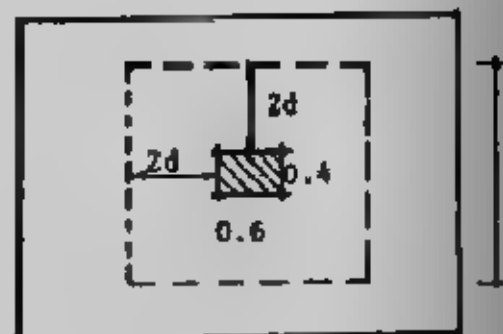
$$A_s \text{ total} = 0.002 \times 4.5 = 0.009 \text{ m}^2 = 90 \text{ cm}^2$$

use 32 ϕ 19

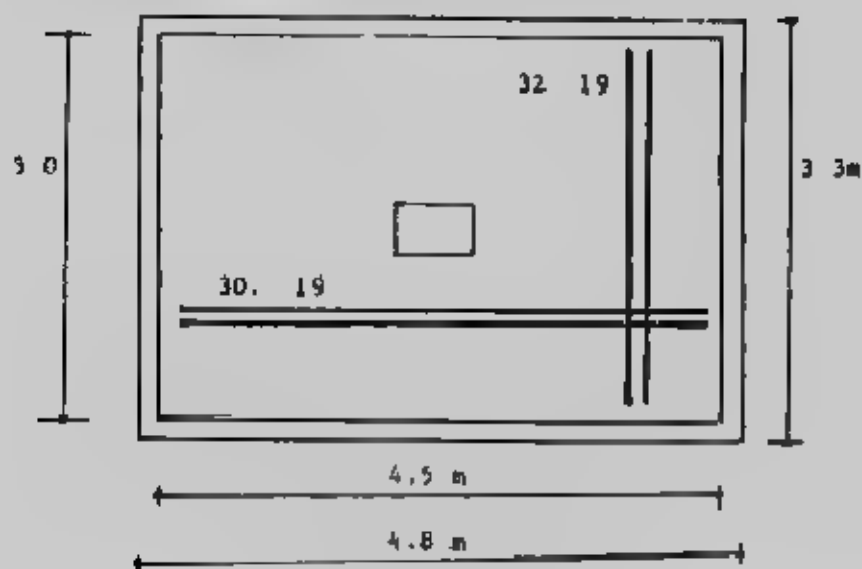
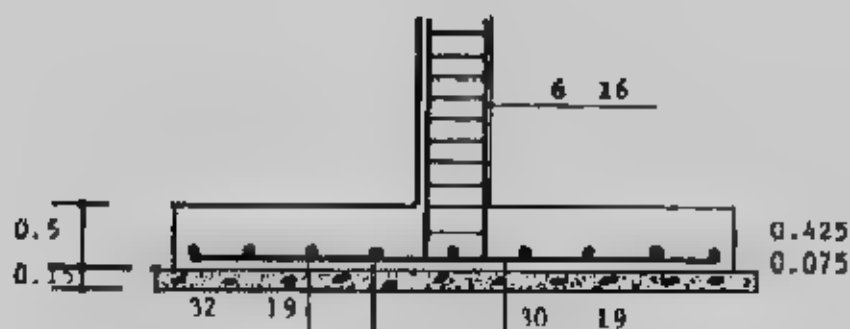
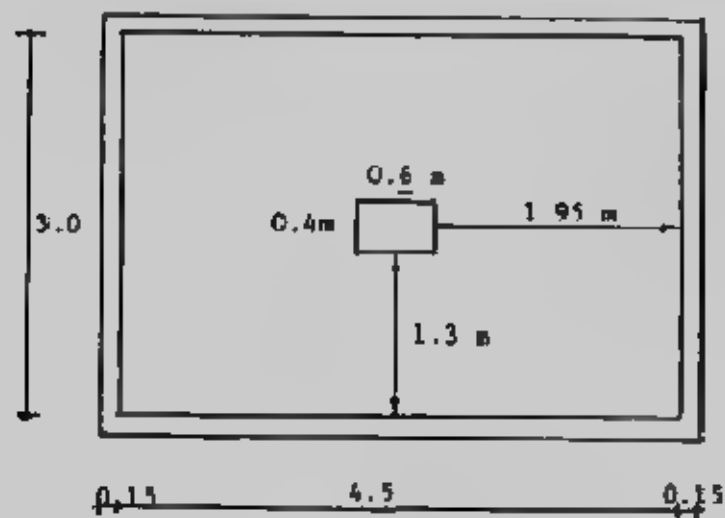
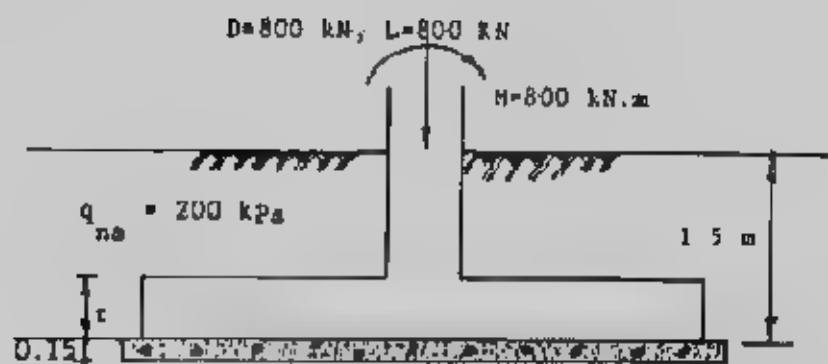
Check bearing and design dowels

$$A_1 = 0.6 \times 0.4 = 0.24 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned} A_1 &= [(0.6 + 4 \times 0.425) (0.4 + 4 \times 0.425)] \\ &= 2.3 \times 2.1 = 4.83 \text{ m}^2 \end{aligned}$$



شكل (٤-٢٢) التحميل



شكل (٢٤-٤) مثال (٨-٤) تفاصيل الخرسانة والحديد

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = \sqrt{\frac{4.83}{0.24}} = 4.49 > 2$$

use $\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 2$ and $\phi = 0.7$

$$\begin{aligned} \text{design bearing strength} &= 0.85 \phi f_c A_1 \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \\ &= 0.85 \times 0.7 \times 21 \times 0.24 \times 2 \\ &= 5998 \text{ MN} = 5998 \text{ kN} > P_u = 1860 \text{ kN} \end{aligned}$$

A minimum area of dowels should be used across the interface of the column and foundation:

$$\text{Minimum area of dowels} = 0.005 A_1 = 0.005 \times 0.24 = 12 \text{ cm}^2$$

so, use 6 $\phi 16$

The final design section is shown in Fig. (4-24)

Example (4-9):

Design a footing for a column 40 x 60 carrying a load $D = 400 \text{ kN}$, $L = 500 \text{ kN}$ and a permanent of $M_D = 130 \text{ kN.m}$, $M_L = 140 \text{ kN.m}$ in plane parallel to the longer side of column and it always acting in one direction. The net allowable soil pressure is 150 kPa. Use ultimate strength design (USD) and take:

Column $f_c = 28 \text{ Mpa}$, $f_y = 400 \text{ Mpa}$, steel 8 $\phi 25$

Footing: $f_c = 21 \text{ Mpa}$, $f_y = 400 \text{ Mpa}$

Solution: $P = 400 + 500 = 900 \text{ kN}$

$$A = 900/150 = 6 \text{ m}^2$$

$$\text{take } L/B = 60/40 = 1.5$$

$$A = 6 = 1.5 B \times B = 1.5 B^2$$

$$B = 2 \text{ m}, L = 3 \text{ m}$$

$$M = M_D + M_L = 130 + 140 = 270 \text{ kN.m}$$

$$e = M/P = 270/900 = 0.3 \text{ m} < L/6 = 3/6 = 0.5 \text{ m}$$

$$q = 1.4(400) + 1.7(500)/2 \times 6 = 235 \text{ kPa}$$

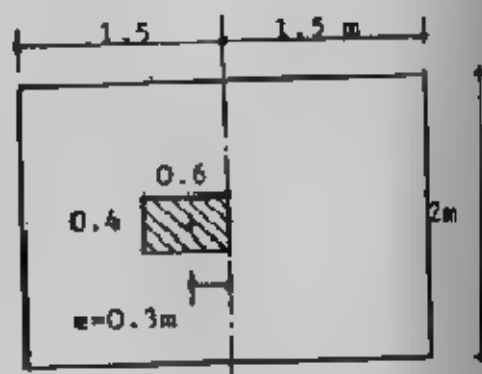
Depth for two-way (use approximate equation)

$$4d^2 + 2(b+c)d = BLq/V_c, \quad V_c = 1.30 \text{ Mpa}$$

$$4d^2 + 2(0.6 + 0.4)d = 1410/1300$$

$$d^2 + 0.5d = 0.271$$

$$d = 0.33 \text{ m}$$



شكل (٤-٢٥) مثال (٤-٩) أبعاد

Depth for wide-beam shear at d from column for strip 1m wide. We could of course, check $d = 0.33 \text{ m}$, but it is about as easy to compute the required d

$$d(1)(V_c) = 1(1.5 - d)q$$

$$V_c = 0.65 \text{ Mpa} = 650 \text{ kPa}$$

$$650d = 1(1.5 - d)235$$

$$d = 0.398 \text{ m}$$

$$\text{take } t = 50 \text{ cm}, d_{\text{req}} = 0.425 \text{ m}$$

$$M_u = q l^2 / 2 = 235 \times 1.5^2 / 2 = 263.4 \text{ kN.m}$$

$$a = A_s f_y / (0.85 f_c B) = 400 A_s / (0.85 \times 21 \times 2) = 11.2 A_s$$

$$M_u = \phi A_s f_y (d - a/2)$$

$$263.4 / 1000 = 0.9 A_s \times 400 [0.425 - (11.2 A_s / 2)]$$

Cleaning up, we obtain

$$A_s^2 - 0.076 A_s + 0.00013 = 0$$

$$A_s = 0.0018 \text{ m}^2/\text{m}$$

$$\text{Check percent steel } \mu = \frac{0.0018}{1 \times 0.425} = 0.0042 > 0.0018$$

$$\text{total steel } A_s = 0.0025 \times 2 = 0.005 \text{ m}^2 < 0.016$$

$$= 50 \text{ cm}^2$$

use 18 ϕ 19 as a longitudinal reinforcement check development length

$$L_d = 0.019 A_b f_y / \sqrt{f_c} = 0.019 \times 284 \times 400 / \sqrt{21} = 471 \text{ mm}$$

$$\text{also } L_d \geq 0.058 d_b f_y = 0.058 \times 19 \times 400 = 440.8 \text{ mm}$$

$$L_{d \text{ actual}} = c - \text{cover} = 1500 - 75 = 1425 > 471$$

Short direction :

Assuming short bars also ϕ 19 mm

$$d' = 0.425 - 0.019 = 0.406 \text{ cm}$$

$$c_2 = \frac{2 - 0.4}{2} = 0.8 \text{ m}$$

$$M_u = 235 \times 0.8^2 / 2 = 75.2 \text{ kN.m}$$

$$a = \text{same as before} = 11.2 A_s$$

$$M_u = \phi A_s f_y (d - a/2)$$

$$75.2 / 1000 = 0.9 A_s \times 400 (0.406 - 11.2 A_s / 2)$$

$$A_s^2 - 0.0725 A_s + 0.000037 = 0$$

$$A_s = 0.001 \text{ m}^2/\text{m}$$

$$\text{Check percent steel } \mu = \frac{0.001}{1 \times 0.406} = 0.0025 < 0.0018$$

$$A_s \text{ total} = 0.001 \times 3 = 0.003 \text{ m}^2 = 30 \text{ cm}^2$$

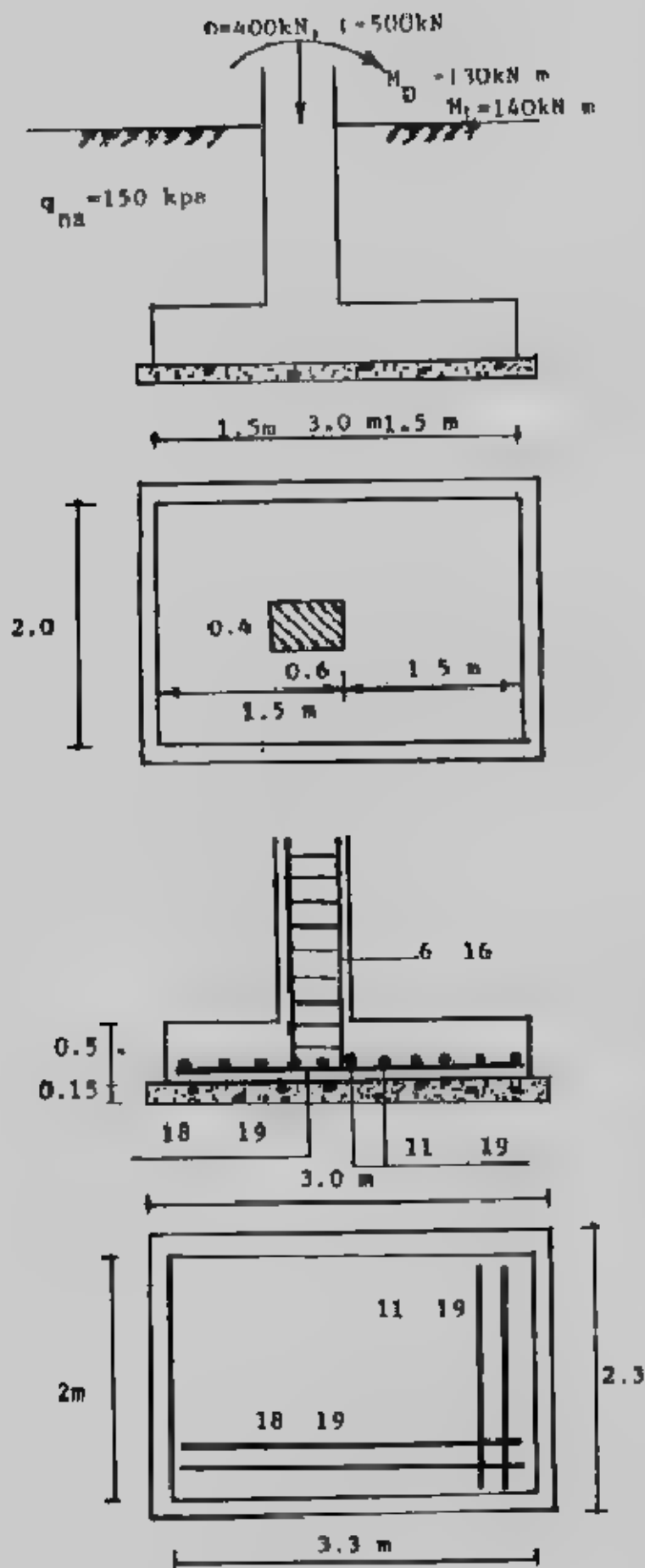
use 11 ϕ 19 or 15 ϕ 16

check bearing and design dowels

$$A_1 = 0.6 \times 0.4 = 0.24 \text{ m}^2$$

$$A_2 = (0.6 + 4 \times 0.425) (0.4 + 4 \times 0.425) = 4.83 \text{ m}^2$$

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = \sqrt{\frac{4.83}{0.24}} = 4.49 > 2$$



شكل (٢٦-٢) مثال (٩-٤) تفاصيل الخرسانة والحديد

$$\text{so use } \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 2 \text{ and } \phi = 0.7$$

$$\begin{aligned} \text{design bearing strength} &= 0.85 \phi f_c A_1 \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \\ &= 0.85 \times 0.7 \times 21 \times 0.24 \times 2 \\ &= 5.998 \text{ MN} = 5998 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{the factored column load } U &= 1.4(400) + 1.7(500) \\ &= 1410 \text{ kN} < 5998 \text{ kN} \end{aligned}$$

A minimum area of dowels should be used across the interface of the column and foundation.

$$\begin{aligned} \text{Minimum area of steel} &= 0.005 A_1 \\ &= 0.005 \times 0.24 = 12 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

So use $6 \phi 16$

The final design section is shown in Fig. (4-26).

Example (4-10):

Redesign example by using the working stress method take .

$$f_c = 550 \text{ kN/m}^2 \text{ (} f_{cu} = 2500 \text{ kN/m}^2 \text{), } f_t = 140 \text{ MN/m}^2, q_u = 90 \text{ kN/m}^2$$

Solution :

$$e = M/P = 270/900 = 0.3 \text{ m}$$

$$A = 900/50 = 6 \text{ m}^2$$

$$\text{take } \frac{L}{B} = \frac{60}{40} = 1.5 \text{ m}$$

$$q = \frac{900}{3 \times 2} = 150 \text{ kN/m}^2$$

Long direction

$$M_{yy} = 150 \times 2 \times 1.5^2/2 = 337.5 \text{ kN.m}$$

$$\begin{aligned} d_m &= k1 \sqrt{M/b} \\ &= 0.334 \sqrt{337.5 \times 10^4 / 200} = 43.4 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$d_p = \frac{900 - 200 \times 0.6 \times 0.4}{2(0.4 + 0.6)1000} = 0.426 \text{ m} = 42.6 \text{ cm}$$

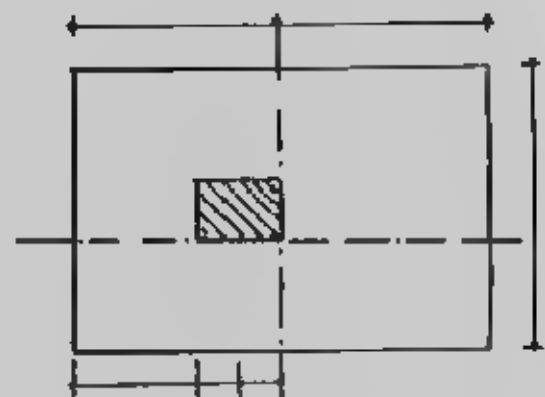
$$\text{Take } d = 55 \text{ cm} \quad \text{and} \quad t = 48 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{337.5 \times 10^4}{1227 \times 48} = 57.3 \text{ cm}^2$$

$$\text{take } 21 \phi 19 \text{ mm (59.5 cm}^2\text{)}$$

$$\mu = \frac{A_s}{bd} = \frac{59.5}{200 \times 55} = 0.0054 > 0.002$$

check of bond stress



شكل (٢٧-٤) مثال (٤-١٠) أبعاد

$$Q = 150 \times 2 \times 1.5 = 450 \text{ kN}$$

$$q_b = \frac{450}{0.87 \times 0.48 \times 21 \pi \times 0.019} = 860 \text{ kN/m}^2$$

use L - shape reinforcement

$$\text{Anchorage length } d_d = A_s f_s / \rho q_b = \frac{0.02835 \times 140000}{0.0598 \times 1000} = 66.4 \text{ cm} < 90 \text{ cm}$$

Steel in short direction

$$M_x = 150 \times 3 \times 0.8^2 / 2 = 96 \text{ kN/m}^2$$

$$A_s = \frac{96 \times 10^4}{1227 \times 48} = 16.3 \text{ cm}^2$$

$$A_{s, \min} = 0.002 \times 300 \times 55 = 33 \text{ cm}^2$$

use 17 ϕ 16

Check of bond

$$Q = 150 \times 3 \times 0.8 = 360 \text{ kN}$$

$$q_b = \frac{360}{0.87 \times 0.48 \times 17 \pi \times 0.016} = 1008.8 \text{ kN/m}^2$$

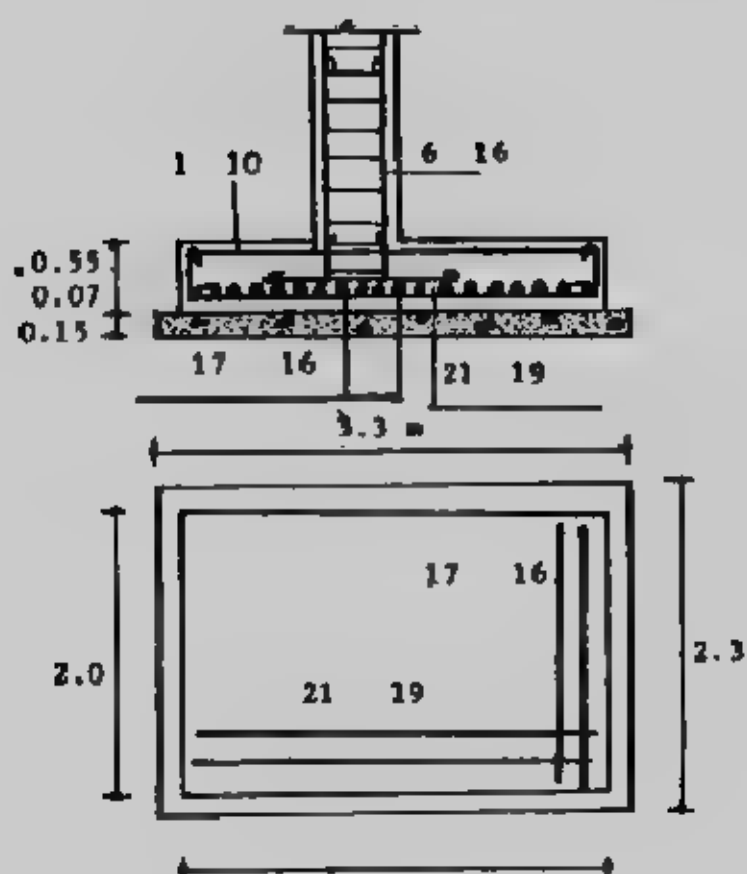
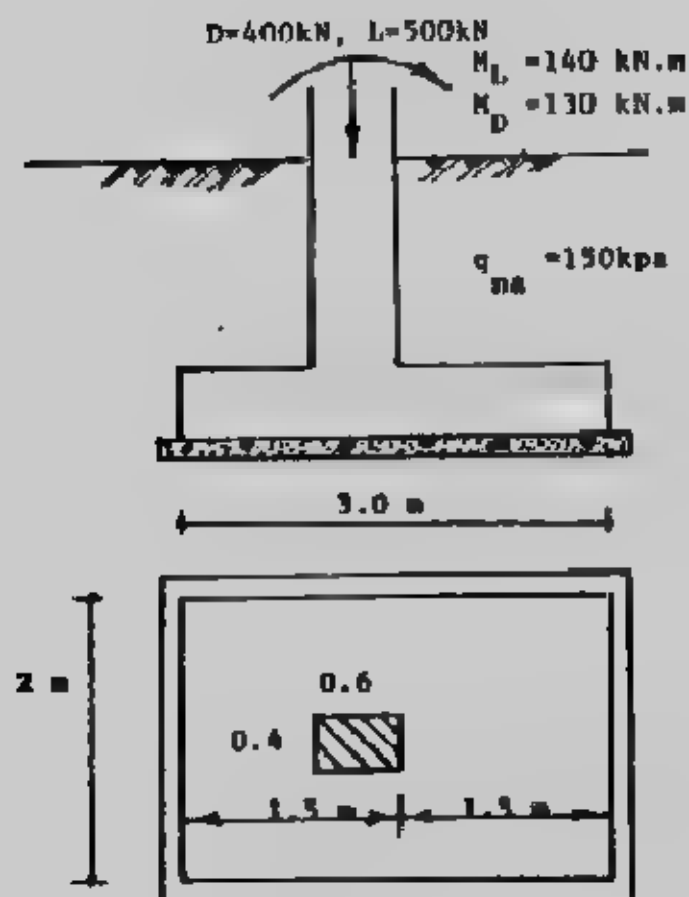
$$d_d = A_s f_s / \rho q_b = 2.01 \times 140000 / 5.03 \times 1000 = 55.9 \text{ cm} < 80 \text{ cm}$$

Details of the footing are shown in Fig. (4-28).

: Semelles and Tie-beams المسملات والميد الرابطة

لا يجوز بناء حوائط الدور الأرضي على التربة مباشرة تجنباً لهبوطها أو تصدعها أو تشققها ولذا تنفذ كممرات لحملها تسمى المسملات. كما تتقبل هذه المسملات أحمال الحوائط إلى الأعمدة أو القواعد. وهذه المسملات قد تنفذ بين الأعمدة شكل (٤-٢٩ أ) أو فوق القواعد مباشرة شكل (٤-٢٩ ب) أو في نفس منسوب القواعد شكل (٤-٢٩ ج). وعادة تكون المسملات على عمق لا يقل عن ٢٠ سم أسفل منسوب سطح الأرض وتكون بعرض أكبر من عرض الحائط الذي تحمله بقيمة ٥ سم.

وتصمم المسملات كالكمرات العادية تحت أحمال الحوائط فوقها أو الأتربة إن وجدت حيث يؤخذ مثلث من حمل الحائط يميل بزاوية ٦٠° إذا كان ارتفاع الحائط كبيراً شكل (٤-٣٠ أ) أو شبه منحرف كما في شكل (٤-٣٠ ب) وذلك على اعتبار تكون عقد arch داخل الحائط ينقل جزء من الحائط إلى الأعمدة مباشرة بالاحتكاك والجزء الآخر ينقل للسمل مباشرة. أما في حالة وجود باب أو شباك في الحائط أو في حالة عدم ضمان التصاق جوانب الحائط بالأعمدة فيؤخذ وزن الحائط بالكامل على السمل بالإضافة إلى وزن السمل نفسه.

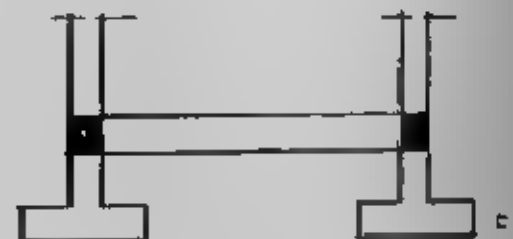
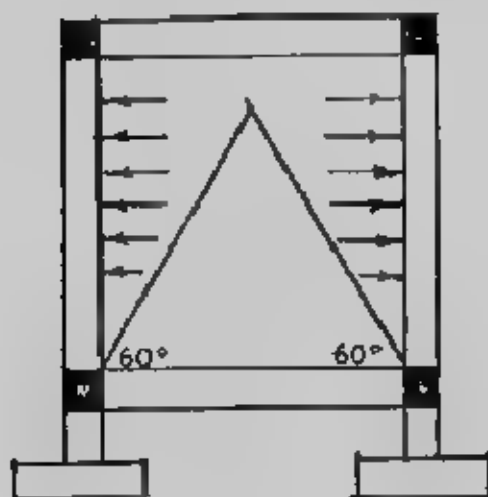
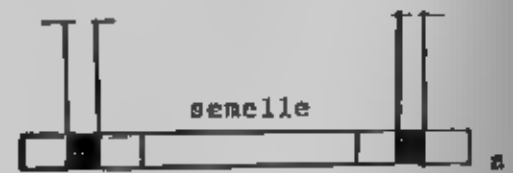
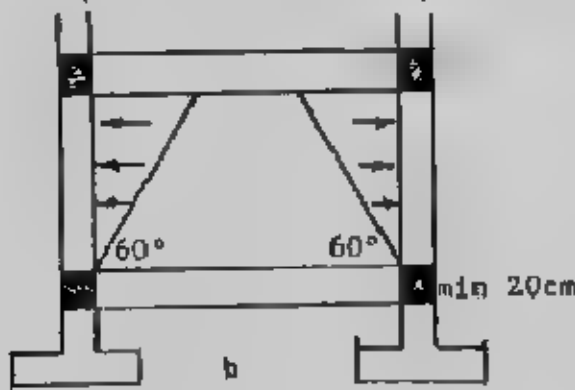


شكل (٤-٢٨) : تفاصيل مثال (٤-١٠).

أما إذا كان السمل لا يحمل حائط فيصمم على منشور تربة الردم فوقه والتي تأخذ شكل منشور تعيل جوانبه بنسبة ٢ : ١ شكل (٤-٣١) ويفضل أن تصمم السمات على أنها بسيطة الارتكاز وتسلح على أنها كمرات مستمرة تسلح بحديد علوي مساو للحديد السفلي (المحسوب) أو لصفه.

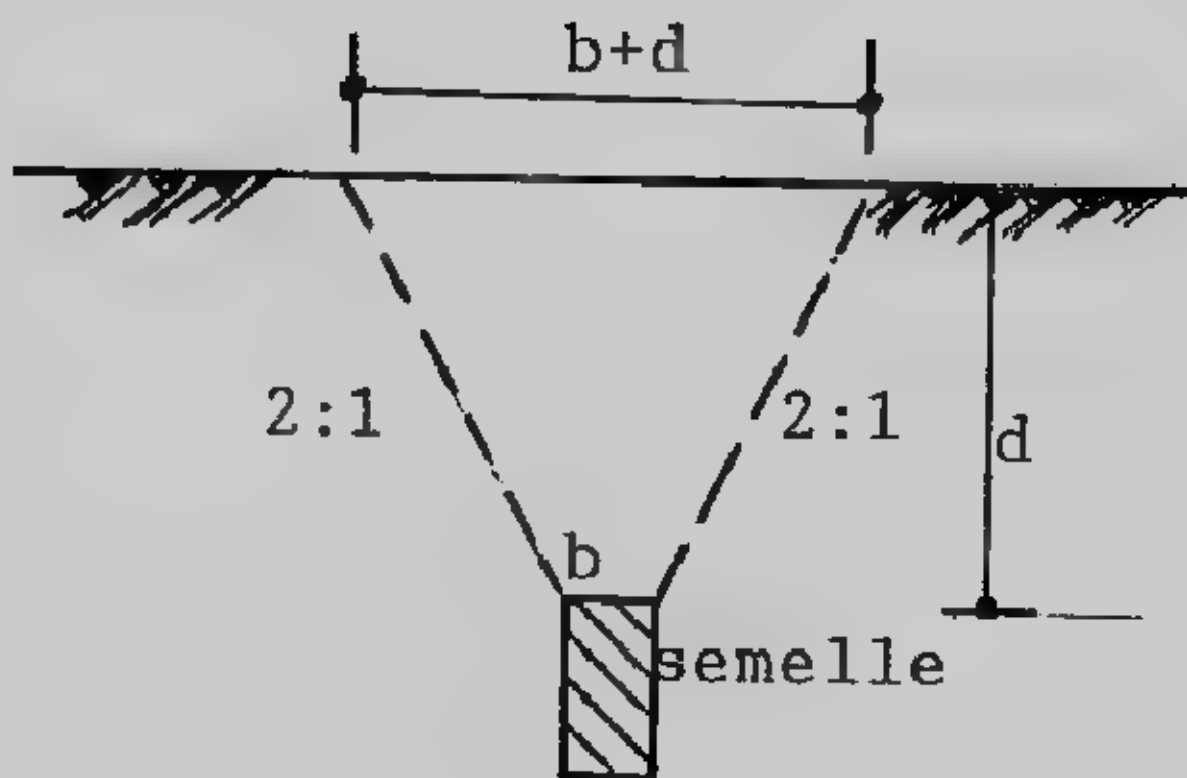
ويجب ألا تتفد السمات على التربة مباشرة بل توضع خرسانة عادية بسمك ١٥-١٠ سم تحت السمات. وتكون خرسانة السمات من نفس خرسانة القواعد وبأجهاداتها. ويجب ملاحظة الفرق بين السمات والكمرات الرابطة التي تستخدم لربط القواعد المنفصلة والتي تكون ذات جساءة عالية (العمق لا يقل عن ١ : ٨ البحر) لتقاوم الاجهادات الناتجة عن تحركات هذه القواعد أو دوراتها أو الهبوط المتفاوت. وهذه الكمرات تصمم بحيث تقاوم هذه الاجهادات. وتفيد الكمرات الرابطة في أنها تجعل القواعد المنفصلة تعمل معا كوحدة واحدة في تحركها. وعند استخدام الميد الرابطة يمكن الاستغناء عن السمات إذا كانت هذه الميد كريمة من سطح الأرض.

كما يجب ملاحظة الفرق بين السمات والكمرات الرابطة والشدادات التي تربط قواعد الجار بالقواعد الداخلية وتكون الشدادات جزءا أصليا من نظام التأسيس. وسوف تقدم تفاصيل الكمرات الرابطة والشدادات في الأبواب القادعة.



شكل (٤-٣٠) : أحمال السمات.

شكل (٤-٣١) : أوضاع السمات.



شکل (۴-۳۱) : سمات فوقها ردم.

الباب الخامس

تصميم الأساسات الشريطية

Design of Strip Foundations

أنواع الأساسات الشريطية :

الأساسات الشريطية هي بلاطة مستمرة من الخرسانة المسلحة أسفل حائط خرساني أو حجر أو طوب أو لأعمدة واقعة على صف واحد خاصة إذا كانت أحمال هذه الأعمدة متقاربة والبعور بينها متقاربة، ووظيفة الأساسات الشريطية توزيع أحمال الحوائط أو الأعمدة إلى التربة بحيث لا تتعدى الإجهادات المنقولة إلى منسوب التأسيس قدرة تحمل التربة المسموح بها. ويبين شكل (١-٥) أنواع الأساسات الشريطية المختلفة.

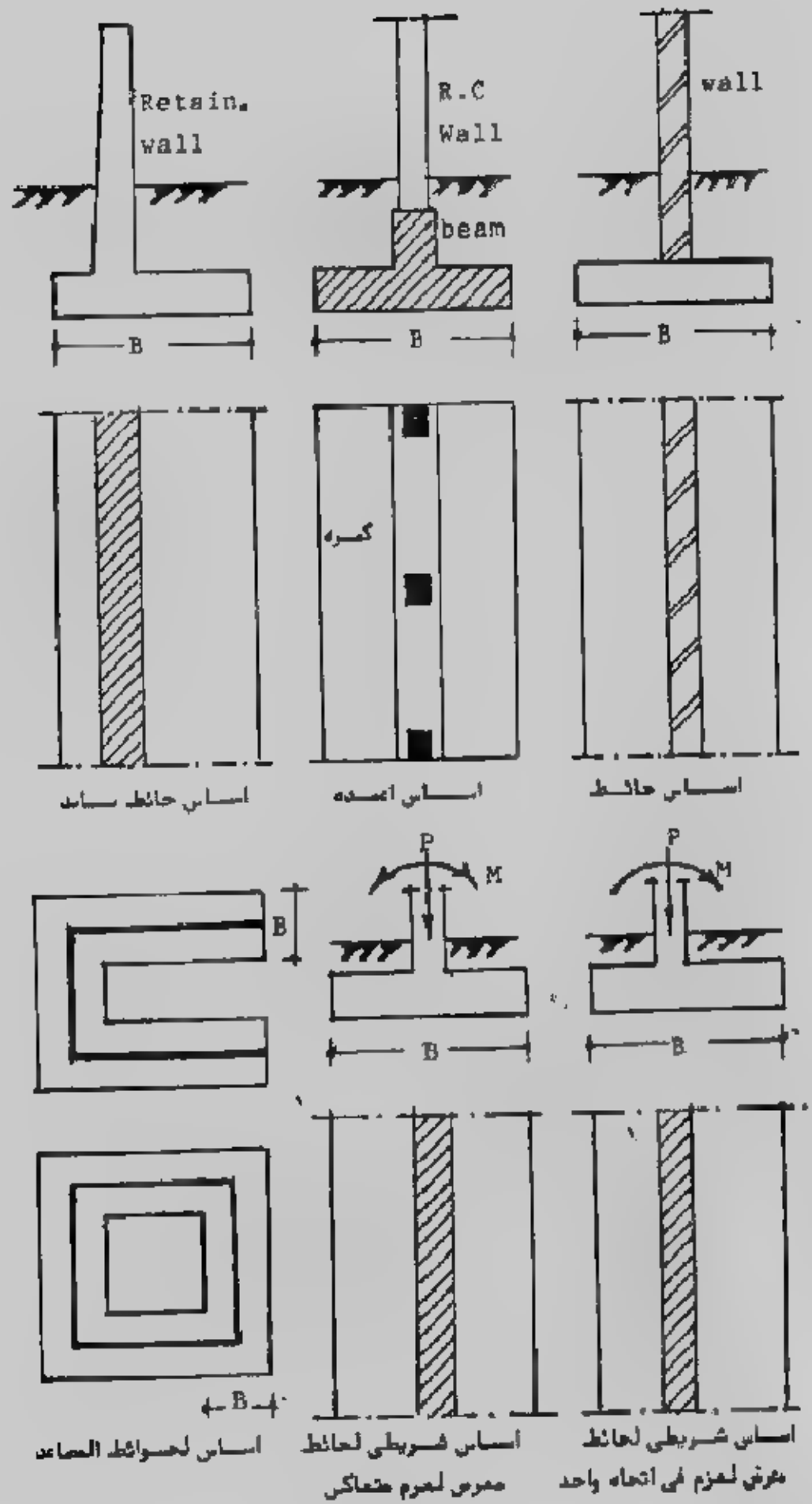
الأساسات الشريطية للحوائط :

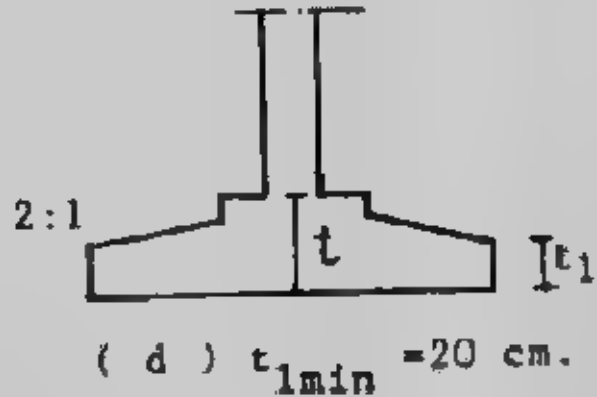
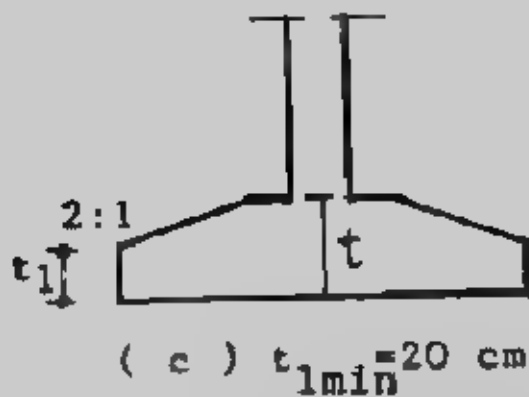
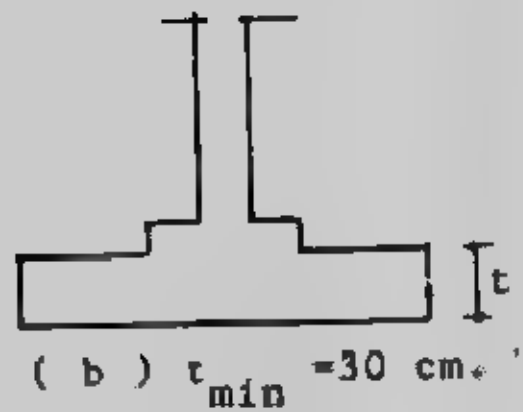
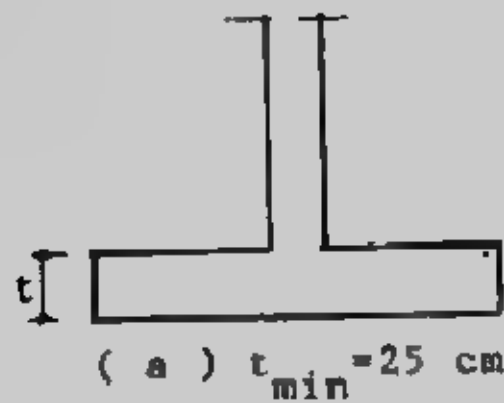
أساسات الحوائط تكون بلاطة خرسانية مسلحة شريطية بعرض أكبر من عرض الحائط. وتأخذ هذه الأساسات عدة أشكال، شكل (٢-٥) وقد تكون بلاطة بسبك لا يقل عن ٢٥ سم للأحمال الصغيرة في التربة المنتظمة أو حينما تكون قدرة تحمل التربة جيدة (a) وحينما تكون التربة غير منتظمة يستخدم الشكل المبين في (b) أما الأشكال c, d فتستخدم للحوائط ذات الأحمال الثقيلة.

تصميم الأساسات الشريطية للحوائط بطريقة المرونة (إجهاد التشغيل) :

عند تصميم الأساسات الشريطية بطريقة المرونة (إجهاد التشغيل) تتبع الخطوات الآتية:

- ١- حساب أقصى حمل متوقع للمتر الطولي في الحائط من الأحمال الحية والدائمة إلى منسوب سطح الأرض P أو إلى منسوب التأسيس P_T .
- ٢- الحصول على قدرة تحمل التربة الأمنة (جهد التربة الأمان) q_u أو الأمنة الصافية q_{av} .
- ٣- حساب مساحة الأساس وعرضه





شكل (٢-٥) : أشكال أساسات الحوائط.

$$A = \frac{P}{q_{\text{ad}}} \text{ or } \frac{P}{q_s - D\gamma_a} \text{ or } P_T / q_s$$

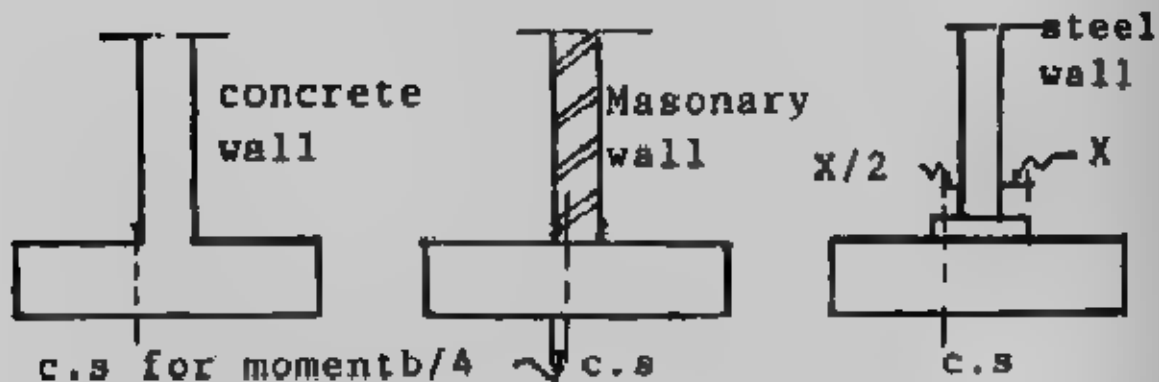
$$B = \frac{A}{l}$$

وتقرب B لأقرب ٥ سم

١- نحسب الرافعة C من : $C = \frac{B-b}{2}$ حيث b عرض الحائط.

٥- حساب جهد التربة الفعلى اللازم للتصميم q : $q = \frac{P}{A} = \frac{P}{B \times l}$

٦- تحديد المقطع الحرج لعزم الانحناء كما هو مبين بالشكل (٢-٥) :



شكل (٢-٥) المقطع الحرج لعزم الانحناء

ثم يحسب عزم الاتحناء من

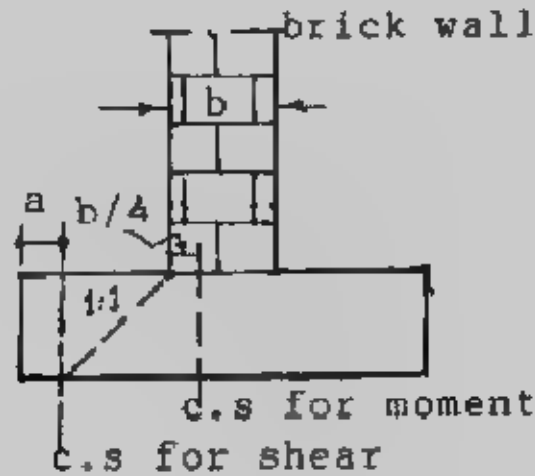
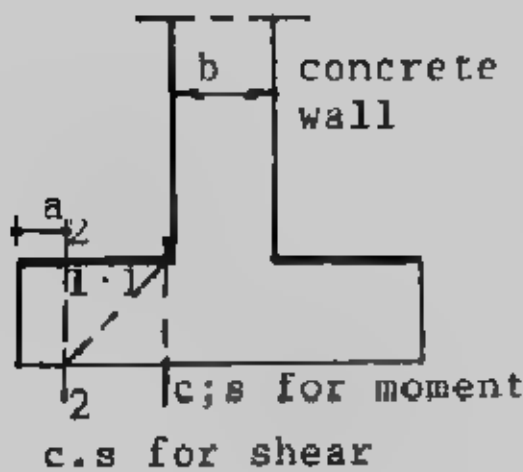
$$M_{max} = q C^2/2 - q (B - b)^2/2 \text{ (for concrete wall)}$$

٧- تعيين عمق الأساس d المقاوم للقص :

$$d_m = k_1 \sqrt{M_{max} / b}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

٨- تحديد المقطع الحرج للقص كما هو مبين بالشكل (٤-٥) .



شكل (٤-٥) المقطع الحرج للقص .

ثم تحسب قوى القص Q_{sh} من :

$$Q_{sh} = a \times 1 \times q = [(B - b)/2 - d] q$$

ثم يحسب عمق الأساس المقاوم للقص :

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d_{sh} = Q_{sh} / b \cdot q_{sh}$$

٩- يتم اختيار العمق الأكبر d_m or d_{sh} .

١٠- تعيين تخانة الأساس t حيث : $t = d + \text{cover}$

حيث يؤخذ الغطاء الخرساني cover من ٥ إلى ٧ سم ويفضل ٧ سم .

١١- تعيين حديد التسليح من :

$$A_s = M / k_2 d$$

١٢- التأكد من أن الحديد المطلوب لا يقل عن النسبة الأدنى لحديد التسليح وننصح بالآلا تقل عن

٠,٠٠٢ من مساحة القطاع الأساسي .

١٣- الحديد الثانوي A_s يؤخذ كنسبة ٢٠ إلى ٣٠٪ من الحديد الرئيسي A_s ويجب ألا يقل عن

$$4 \phi 12 \text{ مم} / \text{م} .$$

١٤- التأكد من اجهادات التماسك bond في حدود المسموح به، وتحسب اجهادات التماسك q_b من:

$$q_b = \frac{Q_t}{0.87 d \Sigma o} > q_b \text{ allowable}$$

حيث Q_t هي القوة المسببة للزوم عند المقطع الخارج للعزم، Σo هي محيط أسياخ حديد التسليح عند المقطع الخارج، ويجب ألا تقل أقطار الحديد عن ١٢ مم، ولمنع الشروخ الناتجة عن الهبوط أسفل الحائط نفسه فإنه يمكن استخدام حديد تسليح إضافي في الأساسات أشكال d,c في شكل (٥-٢) بنسبة ١% من مساحة المقطع تحت الحائط وتوزع بالتساوي علوى ومفلّى.

١٥- التأكد من كفاية طول الأتياير بين الحائط والأساس.

Example (5-1):

A 25 cm concrete wall supports a net load of 50 t/m the depth of the footing below ground level is 1.5 m. The net allowable pressure is 15 kg/cm². Design R.C footing for this wall, using $f_c = 50$ kg/cm², $f_s = 1400$ kg/cm², $q_{sh} = 6$ kg/cm². Use plain concrete equals 20 cm.

Solution : $A = \frac{P_{net}}{q_{na}} = \frac{50}{15} = 3.33 \text{ m}^2$

$$B = 3.33/1 = 3.33 \text{ m}$$

$$B_{act} = 3.35 \text{ m}$$

net stress $q = 50/3.35 = 14.9 \text{ t/m}^2$

$$c = (B - b)/2 = (3.35 - 0.25)/2 = 1.55 \text{ m}$$

$$M_{max} = qc^2/2 = 14.9 \times 1.55^2/2 = 17.9 \text{ mt/m}$$

$$d_m = k_1 \sqrt{\frac{M}{B}} = 0.361 \sqrt{\frac{17.9 \times 10^5}{100}} = 48.3 \text{ cm}$$

$$Q_{sh} = (1.55 - d_{sh}) 14.9$$

$$d_{sh} = Q_{sh} / b \times q_s = \frac{(1.55 - d_{sh}) 14.9}{1 \times 50}$$

$$\therefore d_{sh} = 0.34 \text{ m}$$

take $t = 60 \text{ cm}$

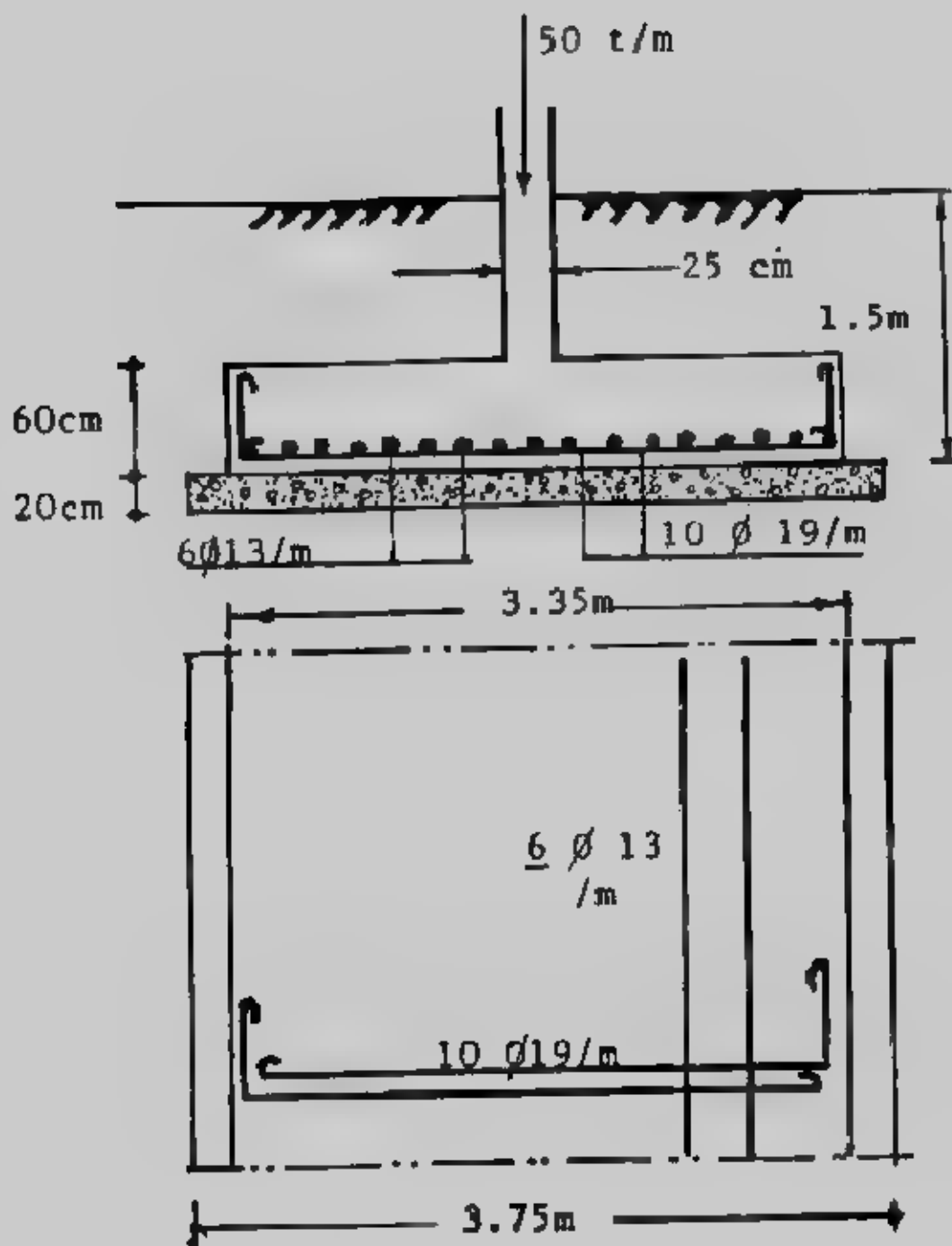
$$d_{act} = 60 - 7.5 = 52.5 \text{ cm}$$

$$A_s = M/k_2, d_{act} = 17.9 \times 10^5 / 1237 \times 52.5 = 27.6 \text{ cm}^2$$

take 10 ϕ 19/m² (28.4 cm²)

$$A_s/A_g = 28.4/100 \times 52.5 = 0.0054 > 0.002$$

$$A_g = 0.25 \times 28.4 = 7.1 \text{ cm}^2$$



شکل (۵-۵) : مثل (۱-۵) تفصیل.

take $6 \phi 13/\text{m}$

$$Q_b = 14.9 \times 1.55 \times 1 = 23.1$$

$$q_b = \frac{23.1 \times 1000}{0.87 \times 52.5 \times 10 \times 5.98} = 8.46 \text{ kgk/cm}^2$$

take L-shape reinforcements

$$d_d = \frac{A_s f_s}{\rho q_b} = \frac{2.835 \times 1400}{5.98 \times 10} = 0.66 \text{ m} < C$$

Details of the footing are shown in Fig. (5-5)

Example (5-2):¹

Redesign the footing required in example 5-1 using 50cm plain concrete.

Solution :

$$A_{pc} = 50/15 = 3.33 \text{ m}^2$$

For plain concrete : $B_{act} = 3.35 \text{ m}$

$$C_{pc} = t \sqrt{\frac{q_t}{4q}} = 50 \sqrt{\frac{4}{3 \times 1.5}} = 47.14 \text{ cm}$$

take $C_{pc} = 45 \text{ cm}$

$$B_{RC} = 3.35 - 2 \times 0.45 = 2.45 \text{ m}$$

$$C = \frac{2.45 - 0.25}{2} = 1.1 \text{ m}$$

net stress $q = 50/2.45 = 20.41 \text{ t/m}^2$ (between P.C. and R.C.)

$$M = q C^2/2 = 20.41 \times 1.1^2/2 = 12.35 \text{ mt/m}$$

$$d_m = K_1 \sqrt{M/b} = 0.361 \sqrt{12.35 \times 10^5 / 100} = 40.12 \text{ cm}$$

shear force $Q_{sh} = (1.1 - d_{sh}) 20.41$

$$d_{sh} = Q_{sh}/b \quad q_{sh} = (1.1 - d_{sh}) 20.41/50 \\ = 0.32 \text{ m}$$

take $t = 50 \text{ cm}$

$$d_{set} = 50 - 7.5 = 42.5 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M}{K_2 d_{set}} = \frac{12.35 \times 10^5}{1237 \times 42.5} = 23.5 \text{ cm}^2$$

take $9 \phi 19/\text{m}$ (25.5 cm^2)

$$A_s/A_c = 25.5 / 100 \times 42.5 = 0.006 < 0.002$$

$$A'_s = 0.25 \times 25.5 = 6.4 \text{ cm}^2$$

take $5 \phi 13/\text{m}$

$$Q_b = 20.41 \times 1.1 \times 1 = 22.45 \text{ t}$$

$$q_b = \frac{22.45 \times 1000}{0.87 \times 42.5 \times 9 \times \pi \times 1.9} = 11.28 < 12 \text{ kg/cm}^2$$

take U-shape for main reinforcement

$$d_b = \frac{A_s f_s}{\pi q_b} = \frac{2.01 \times 1400}{5.03 \times 10} = 0.55 \text{ m} < C$$

Details of the footing are shown in Fig. (5-6)

تصميم الأساسات الشريطية للحوائط بطريقة المقاومة القصوى :

يمكن تلخيص خطوات تصميم الأساسات الشريطية للحوائط بطريقة المقاومة القصوى كما يلي :

- ١- حساب مساحة الخرسانة العادية (لو كانت ثخانتها ٠.٣ متر أو أكبر) أو مساحة الخرسانة المسلحة (لو كانت ثخانة الخرسانة العادية أقل من ٠.٣ متر) باستخدام جهد التربة ومجموع الأحمال الفعلية :

$$A = B \times l = \frac{P}{q_{ms}} \text{ or } \frac{P_T}{q_s}$$

ومن المساحة يمكن إيجاد عرض الأساس B والذي يقرب لأقرب ٥ سم.

- ٢- يعين جهد التربة التصميمي باستخدام الأحمال القصوى والذي يستخدم في الحسابات فيما بعد:

$$q = P_v / A$$

- ٣- يفرض سمك الأساس d ومنه يتدر عمق الأساس الفعال d على ألا يقل سمك الأساس عن ٢٠ سم.

- ٤- يعمل تأكيد على القص الأحادي wide beam حيث تحسب القوى المقاومة للقص في الأساس V_u ثم تحسب مقاومة القص V_c والتي يجب أن تكون أقل من المقاومة المحسوبة من :

$$V_c = 0.17 \phi \sqrt{f_c}$$

- ويجب مراعاة أن المقطع الحرج للقص على بعد d من وجه الحائط الخرساني وعلى وجه حائط الطوب (أو البلوكات) مباشرة.

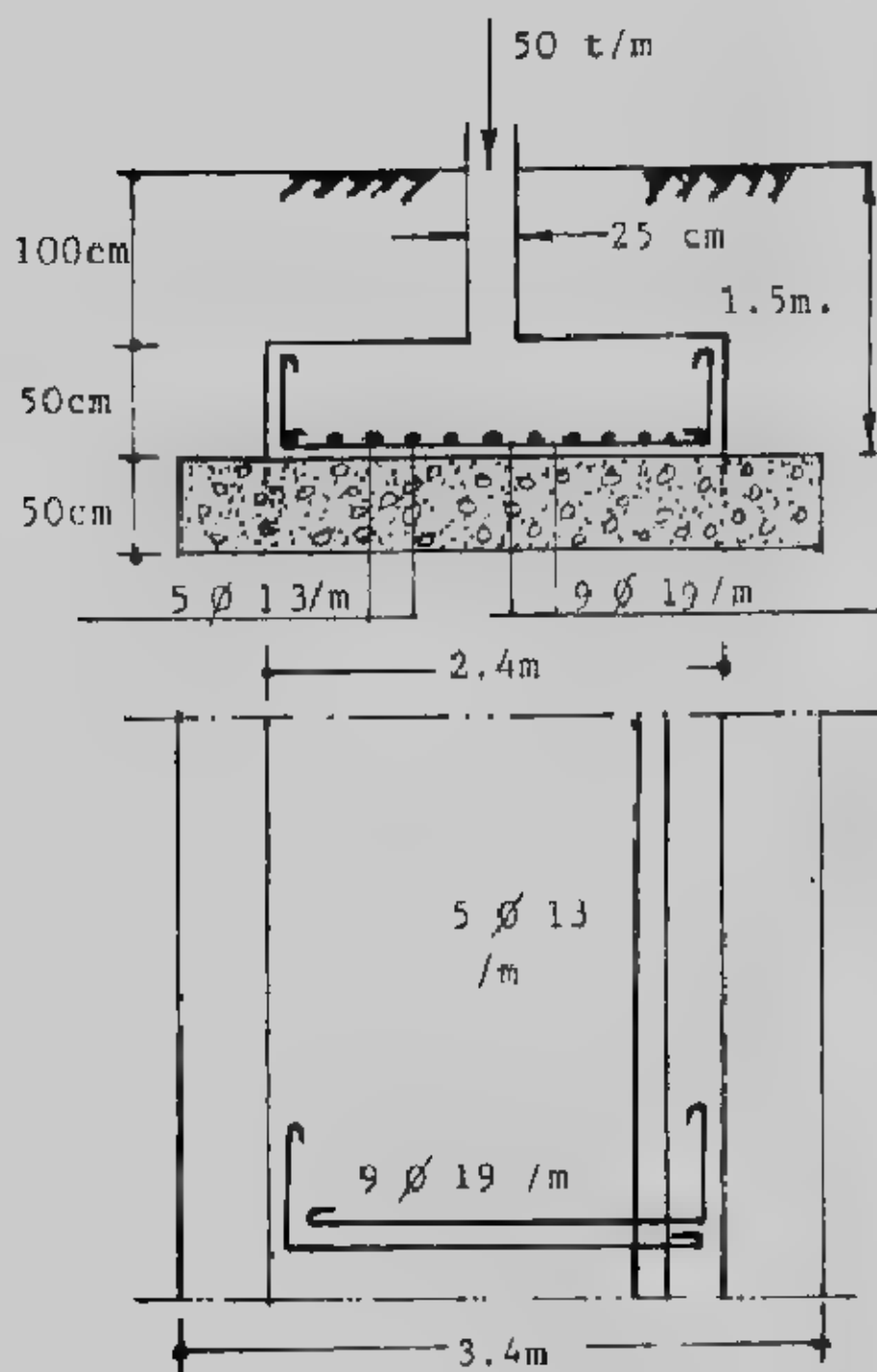
- ٥- حساب عزم الانحناء M_u عند المقطع الحرج وكذلك :

$$M = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$a = A_s f_y / 0.85 f_c b$$

حيث :

تم تعيين حديد التسليح الرئيسي من حل المعادلات السابقة ويجب ألا يقل عن القيمة الدنيا للتسليح.



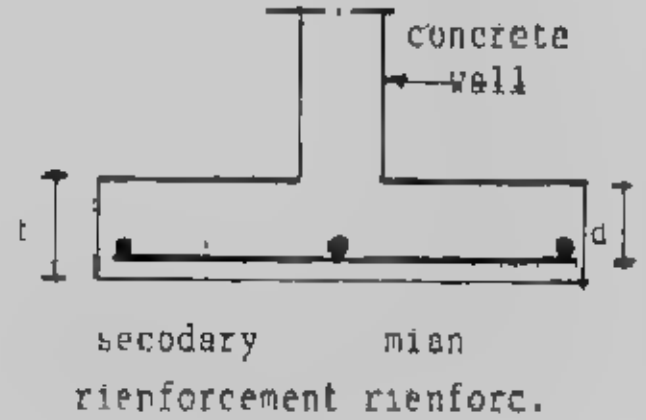
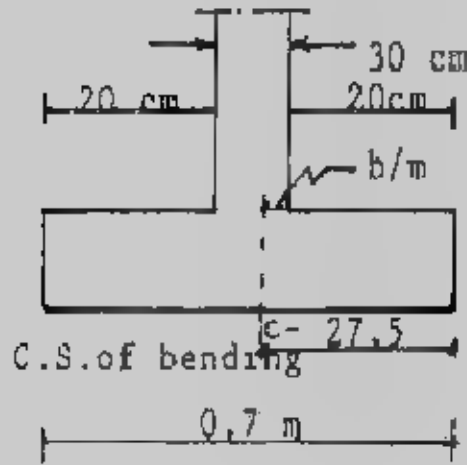
شكل (٥ ٦) : مثال (٥-٦) تفاصيل.

$$A_{smin} = 0.0018 \times d \times l$$

٦- الحديد الطولى يؤخذ كنسبة سقيمة الحديد لتسليح المقطع وذلك لمقاومة الإنكماش والتأثيرات الحرارية :

$$A_s = 0.0018 B d$$

وفى الحوائط الخرسانية يوضع هذا الحديد أسفل الأساس وأعلى الحديد الرئيسى أما فى أساسات الحوائط من الطوب أو النوكات فيوضع الحديد الطولى أعلى الأساس ويفصل أن يؤخذ ربع الحديد فى الناحية السفلية والباقي فى الناحية العلوية. شكل (٧-٥).



شكل (٧-٥) تفصيل التسليح.

٧- عمل تأكيد على طول التماسك والذي يجب ألا يقل عن ٣٠ سم.

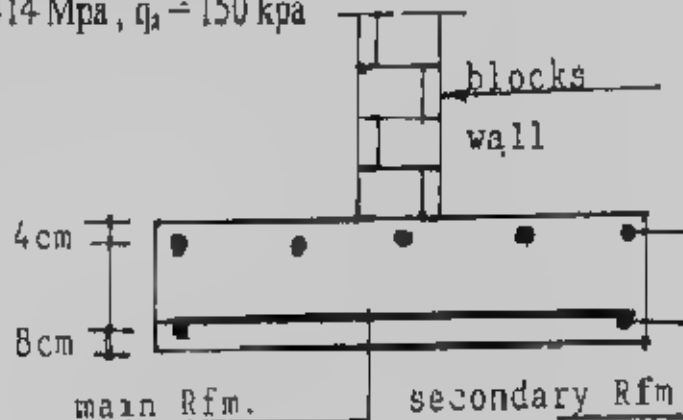
٨- تقدم الرسومات التفصيلية للأساس بالمقاطع المختلفة.

Example (5-3):

Design the wall footing for the following data

Wall load consists in 100 kN/m ($D = 60$, $L = 40$ kN/m) including wall floor, and roof contribution, wall of concrete block 20 x 30 x 40 cm

$f_c = 21$ Mpa , $f_y = 414$ Mpa , $q_s = 150$ kpa



شكل (٨-٥) مثال (٣-٥).

Solution :

$$B = \frac{100}{150} = 0.67 \text{ m}$$

take $B = 0.70 \text{ m}$

We will arbitrarily make the depth of footing 40 cm deep overall ($d = 32 \text{ cm}$)

$$\text{The ultimate soil pressure } q = \frac{1.4 \times 60 + 1.7(40)}{0.7} = 217.14 \text{ kPa (ACI)}$$

Check wide-beam shear at the face of the wall as :

$$V_u = 0.2 \times 217.14 = 43.4 \text{ kN}$$

$$v_u = \frac{43.4}{1 \times 0.32} = 135.63 \ll 650 \text{ kPa}$$

$$C' = 0.2 + \frac{0.3}{4} = 0.275 \text{ m}$$

$$M = q C'^2 / 2$$

$$= 217.14 \times 0.275^2 / 2 = 8.21 \text{ kN m}$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c b} = 400 A_s / (0.85 \times 21 \times 1) = 23.19 A_s$$

$$M_u = \phi A_s f_y (d - a/2)$$

$$\frac{M_u}{\phi f_y} = A_s (d - a/2)$$

$$\frac{8.21}{0.9 \times 414 \times 1000} = A_s (0.32 - 11.6 A_s)$$

$$A_s^2 - 0.0276 A_s = 1.897 \times 10^{-6}$$

$$A_s = 0.069 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$\text{For shrinkage } A_s = 0.0018 (0.32) = 0.58 \times 10^{-3} \text{ m}^2 > 0.069 \times 10^{-3} \text{ m}^2 \\ = 5.8 \text{ cm}^2$$

use 5 ϕ 13, width B

Minimum reinforcement should be furnished in the long direction to offset shrinkage and temperature effects

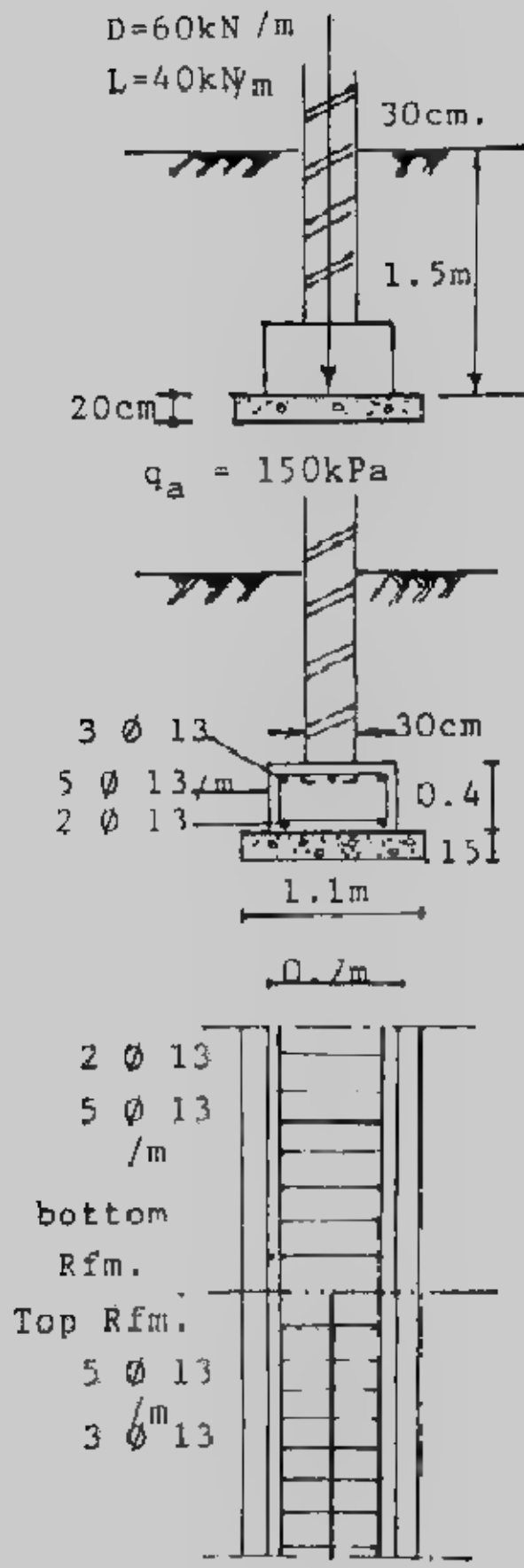
$$A_s = 0.0018 B d = 0.0018 \times 0.7 \times 0.32 = 4.032 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \\ = 4.032 \text{ cm}^2$$

use 5 ϕ 13 with 3 ϕ 13 at 4 cm from top, 2 ϕ 13 at 8 cm from bottom

Details of design are shown in Fig (5-9).

Example (5-4):

Design a concrete footing for a load bearing wall with the following characteristics :



شکل (۹-۵) تفصیل التصميم لمثال (۳-۵).

Dead load $D = 50 \text{ kN/m}$, live load $L = 30 \text{ kN/m}$ Gross allowable bearing capacity of soil $= 110 \text{ kPa}$

$f_y = 400 \text{ Mpa}$, $f_c = 21 \text{ Mpa}$

unit weight of soil $= 17 \text{ kN/m}^3$

unit weight of concrete $= 25 \text{ kN/m}^3$

thickness of wall $= 0.3 \text{ m}$

Depth of foundation $= 1.5 \text{ m}$

Solution :

The thickness of foundation is 30 cm , and the steel bars to be used are assumed $\phi 13 \text{ mm}$, so

$$d = 0.30 - 0.075 - \frac{0.0013}{2} = 0.224 \text{ m}$$

$$\text{weight of foundation} = 0.3 \times 25 = 7.5 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{weight of soil above the foundation} = 1.2 \times 17 = 20.4 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\text{net all}} = 110 - 7.5 - 20.4 = 82.1 \text{ kPa}$$

$$B = (d + L) / q_{\text{net all}} = (50 + 30) / 82.1 = 0.974 \text{ m}$$

take $B = 1.00 \text{ m}$

$$U = 1.4 D + 1.6 L = 1.4 \times 50 + 1.6 \times 30 = 118 \text{ kN (ECOP)}$$

$$q = \frac{118}{1.00 \times 1} = 118 \text{ kN}$$

Check wide - beam shear where the shear occurs at a distance d from the face of the wall

$$V_u = (0.4 - 0.224) 118 = 20.77 \text{ kN}$$

$$V_c = 0.17 \sqrt{f_c} b d$$

$$= 0.17 \sqrt{21} \times 0.224 \times 1 = 0.175 \text{ MN}$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.175 = 0.149 \text{ MN} = 149 \text{ kN} > V_u$$

$$M_u = \frac{118(0.35)^2}{2} = 7.23 \text{ kN m}$$

$$a = A_s f_y / 0.85 f_c b = 400 A_s / 0.85 \times 21 \times 1 = 22.41 A_s$$

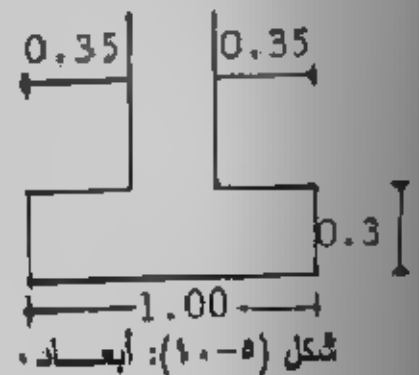
$$\frac{M_u}{\phi f_y} = A_s (d - a/2)$$

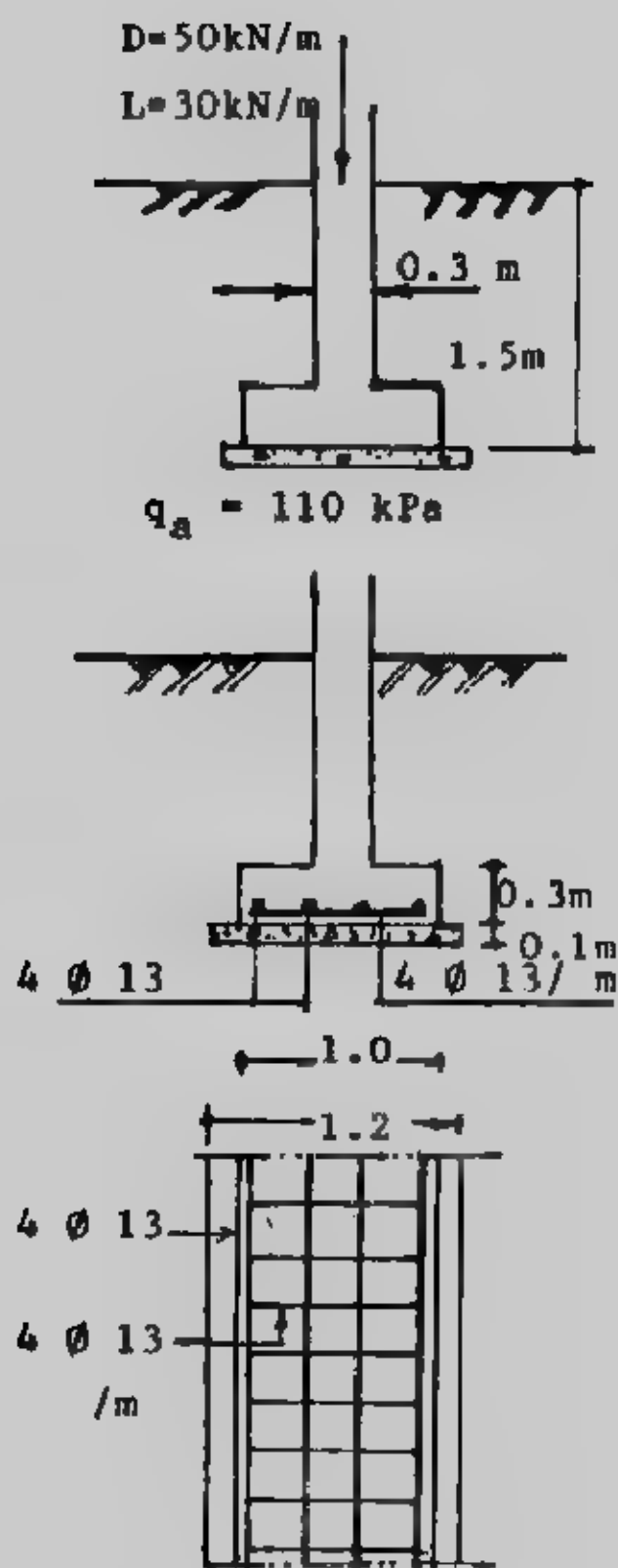
$$\frac{7.23}{0.9 \times 400 \times 100} = A_s \left(0.224 - \frac{22.41}{2} A_s \right)$$

$$A_s^2 - 0.01999 A_s = 1.79 \times 10^{-6}$$

$$A_s = 0.891 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$\text{For shrinkage } A_s = 0.0018 (0.224) = 0.4032 \times 10^{-3} \text{ m}^2 > 0.1122 \times 10^{-3} \text{ m}^2 \\ = 4.03 \text{ cm}^2$$





شکل (۱۱-۵) : مثال (۴-۵) تفصیل.

use $\phi 14$ m

Development length of reinforcement bars

$$L_d = 0.019 A_b f_c \sqrt{f}$$

$$= 0.019 \times 133 \times 400 \sqrt{21} = 22.06 \text{ m}$$

$$L_{d_{min}} = 0.058 \times 13 \times 400 = 30.16 \text{ cm}$$

$$\text{take } L_d = 30.16 < 40 + 7.5 = 32.5 \text{ cm}$$

The final design sketch is shown in Fig. (5.11)

الأساسات الشريطية المعرضة لعزم الانحناء :

تعامل الأساسات الشريطية المعرضة لعزم الانحناء دائم الاتجاه أو المانع معاملة

الأساسات المقردة المعرضة لهذه العزوم .

Example (5-5):

Design a strip footing to carry concrete wall subjected to vertical load with 25 t/m and reversible moment 5 mt/m. Given the following data

Allowable bearing capacity = 3 kg/cm²

Depth of foundation = 1.2 m

$f_c = 50 \text{ kg/cm}^2$, $f_s = 1400 \text{ kg/cm}^2$

Solution :

take $\gamma_s = 2 \text{ g/cm}^3$

$$P_T = \frac{P}{q_s \cdot D \gamma_s} q_s$$

$$= \frac{25}{30 - 1.2 \times 2} \times 30 = 27.2 \text{ t/m}$$

$$e = M/N = 0.2 \text{ m}$$

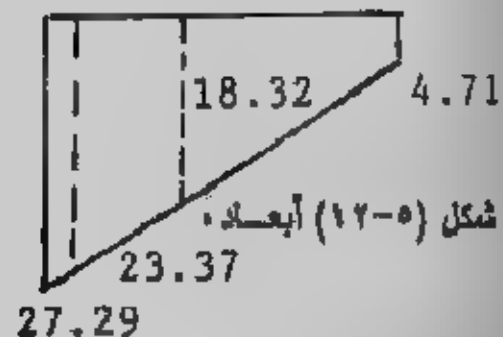
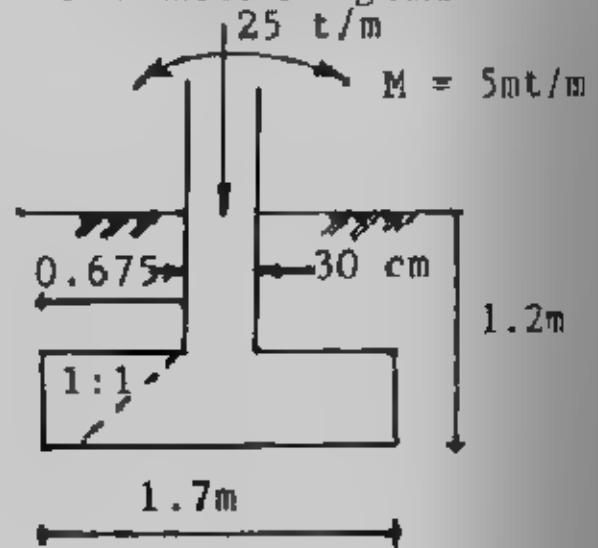
$$q_s = \frac{P_T}{B \times 1} \left(1 + \frac{6e}{B} \right)$$

$$30 = \frac{27.2}{B} \left(1 + \frac{6 \times 0.2}{B} \right)$$

$$30 B^2 - 27.2 B - 39.168 = 0$$

Solving this equation gives $B = 1.68 \text{ m}$.

take $B = 1.7 \text{ m}$



$$q_1 = 27.29 \text{ t/m}$$

$$q_2 = 4.71 \text{ t/m}$$

$$M = 18.32 \times \frac{0.675^2}{2} + \frac{1}{2} \times 8.97 \times 0.675 \times 0.675 \times \frac{2}{3}$$

$$= 4.174 + 1.36 = 5.54 \text{ mt/m}$$

$$d = 0.361 \sqrt{\frac{5.54 \times 10^3}{100}} = 26.87 \text{ cm}$$

$$\text{take } t = 40 \text{ cm, } d = 33 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{5.54 \times 10^3}{1237 \times 33} = 13.57 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = 0.002 \times 33 \times 100 = 6.6 \text{ cm}^2$$

$$\text{take } 11 \phi 13 / \text{m} \quad (14.63 \text{ cm}^2)$$

$$A_v = 0.3 \times 14.63 = 4.39 \text{ cm}^2$$

$$\text{take } 4 \phi 13 / \text{m} \quad (5.3 \text{ cm}^2)$$

$$\text{check bond } Q_b = 18.32 \times 0.675 + \frac{1}{2} \times 8.97 \times 0.675 = 15.39 \text{ t}$$

$$q_b = \frac{15.39 \times 10^3}{0.87 \times 33 \times 11 \times 1.3 \pi} = 11.93 \text{ kg/cm}^2 > 10 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{take } 12 \phi 13 / \text{m} \text{ (L-shape) and } t = 45 \text{ cm, } d = 38 \text{ cm}$$

$$q_b = 9.5 \text{ kg/cm}^2 < 10 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{check shear } Q_{sh} = 23.37 (0.675 - 0.38) \times 1 + (27.29 - 23.37) \times (0.675 - 0.38) \times \frac{1}{2}$$

$$= 6.89 + 0.578 + 0.578 = 7.468 \text{ t}$$

$$q_{sh} = \frac{7.468 \times 10^3}{38 \times 100} = 1.97 < 6 \text{ kg/cm}^2$$

OK

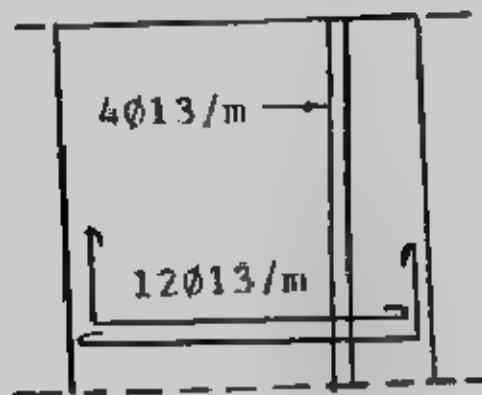
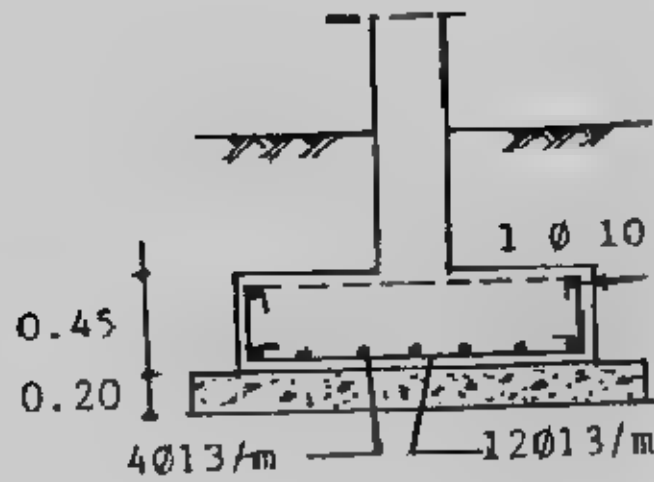
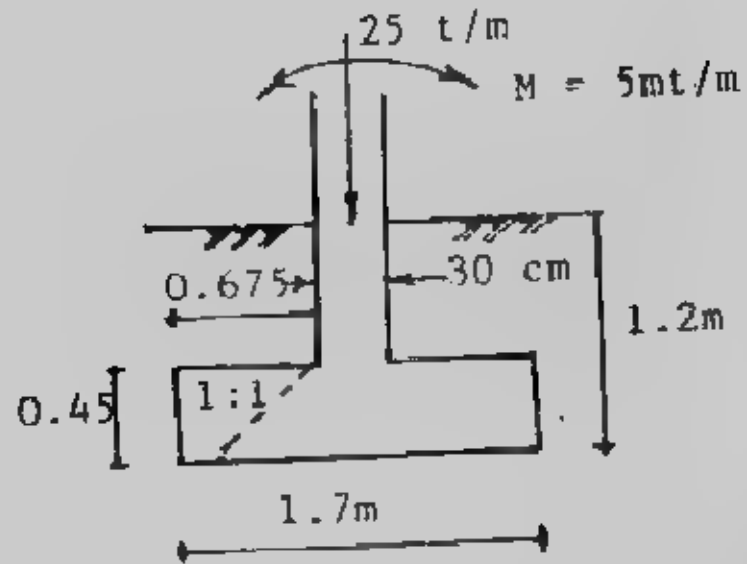
check the anchorage bond

$$d_d = \frac{1.3 \times 1400}{10 \times 1.3 \times \pi} = 44.56 < 67.5 \text{ cm}$$

Details of the footing are shown in Fig. (5-13)

Example (5-6):

Design a footing for a wall carrying a load 30 t/m and moment of 15 mt/m always acting in one direction. The net allowable soil pressure is 1.5 kg/cm². Take $f_c = 50 \text{ kg/cm}^2$, $f_s = 1400 \text{ kg/cm}^2$



شكل (١٣-٥) : مثال (٥-٥) تفاصيل.

$$A = 30/20 = 1.5 \text{ m}^2$$

take $B = 1.5 \text{ m}$

$$q = \frac{30}{1.5 \times 1} = 20 \text{ t/m}$$

take $B = 1.5 \text{ m}$

$$q = \frac{30}{1.5 \times 1} = 20 \text{ t/m}$$

$$e = \frac{12}{30} = 0.4 \text{ m}$$

$$M = 20 \times 0.95^2 / 2 = 9.025 \text{ t/m'}$$

$$d = 0.361 \sqrt{\frac{9.025 \times 10^5}{100}} = 34.3 \text{ cm}$$

take $t = 45$ cm, $d = 38$ cm

$$A_s = \frac{9.025 \times 10^5}{1237 \times 38} = 19.2 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = 0.002 \times 100 \times 38 = 7.6 \text{ cm}^2$$

use 10 ϕ 16/m'

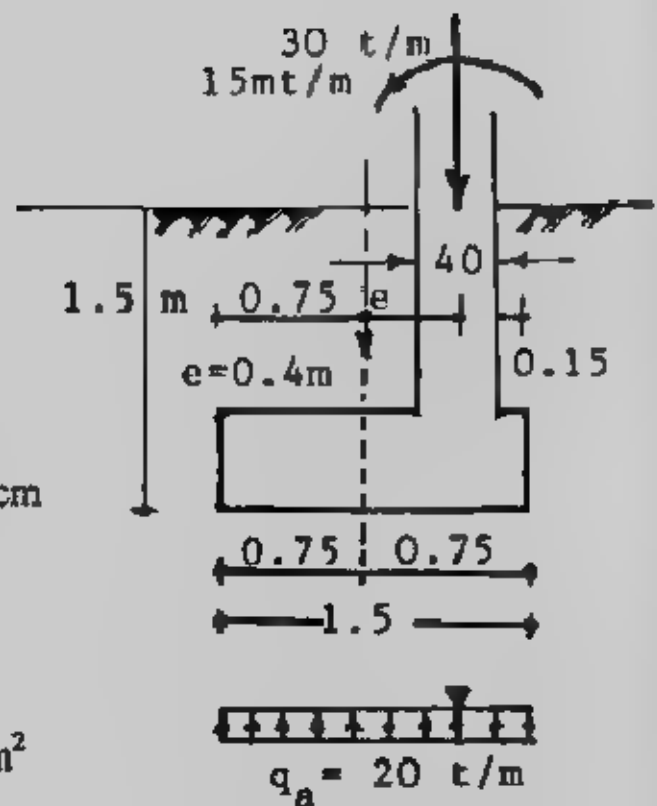
$$A_s = 0.3 \times 19.2 = 5.76 \text{ cm}^2$$

$$q_b = 20 \times 0.95 = 19 \text{ t/m}^2$$

$$q_b = \frac{19 \times 10^3}{0.87 \times 38 \times 10 \times 1.6 \times \pi} = 11.43 \text{ kg/cm}^2 < 12 \text{ kg/cm}^2$$

use U-shape reinforcement

Details of footing are shown in Fig. (5-15)



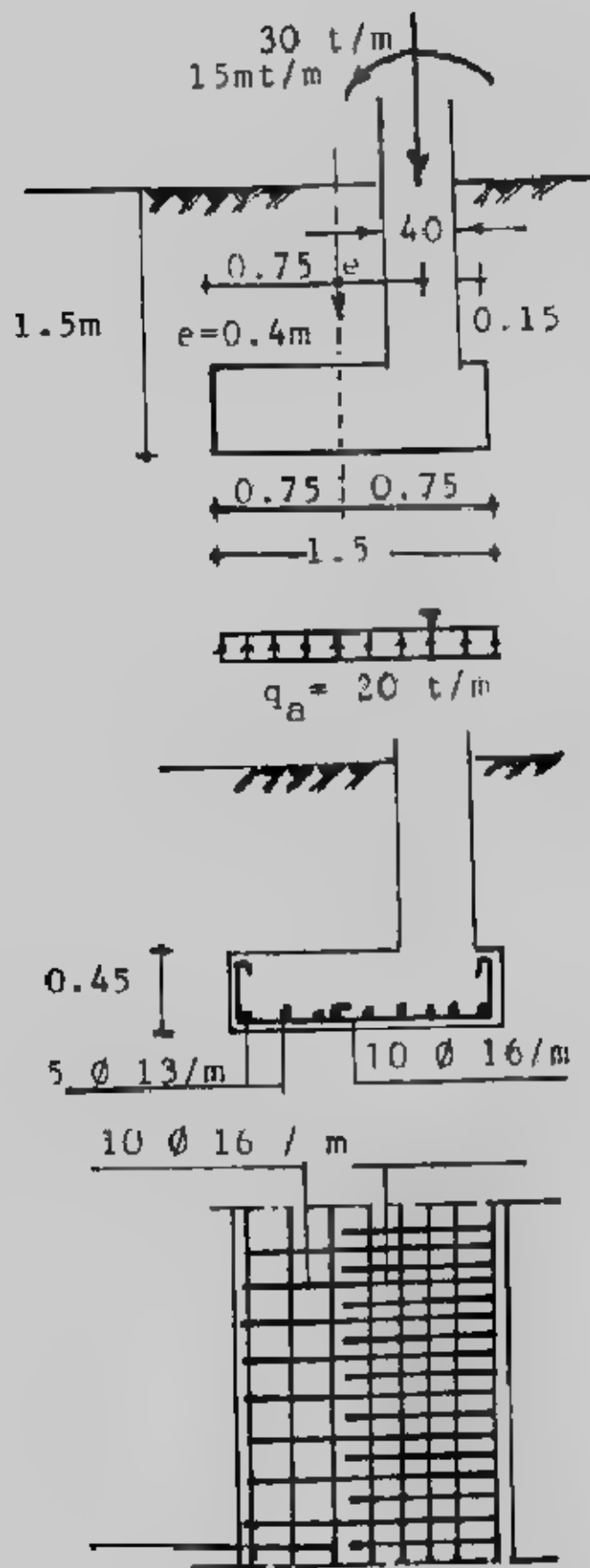
شكل (٥-١٤): أبعاد $5 \phi 13/m'$

استخدام القواعد الشرطية لحوائط المصاعد وللب المباتى :

تستخدم القواعد الشرطية كأساس للحوائل الخرسانية للمصاعد سواء شكلها كان على

شكل [] أو شكل [] . كما تستخدم القواعد الشريطية للـ Core المبادئ والحوائط القص

وتصميم بنفس طرق التصميم السابق تقديمها.



شکل (۱۵-۵) مثال (۶-۵) تفصیل

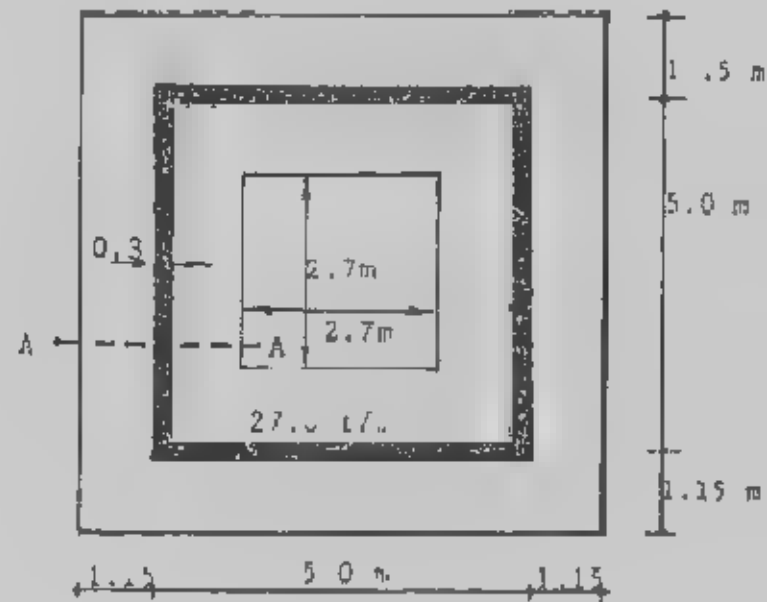
Example (5-7):

Design a footing for a building core carrying a load 30 t/m , Fig (5-16). Net allowable bearing capacity is 15 kg/cm^2 . Take $f_c = 50 \text{ kg/cm}^2$, $f_s = 1400 \text{ kg/cm}^2$.

Solution :

Total load = $27.6 \times 5 \times 5 = 690 \text{ t}$

take the area of footing as shown in Fig. (5-16)



شکل (۵-۶) ابعاد

$$A = 7.3 \times 7.3 - 2.7 \times 2.7 = 46 \text{ m}^2$$

$$q = \frac{690}{46} = 15 \text{ t/m}^2 = q_{\text{max}}$$

$$M = 15 \times 1^2/2 = 7.5 \text{ mt/m}^2$$

$$d = 0.361 \sqrt{\frac{7.5 \times 10^5}{100}} = 31.25 \text{ cm}^2$$

take $t = 40 \text{ cm}$, $d = 33 \text{ cm}$

$$A_s = \frac{7.5 \times 10^5}{1237 \times 33} = 18.37 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{min}} = 0.002 \times 100 \times 33 = 6.6 \text{ cm}^2$$

take 10 ϕ 16

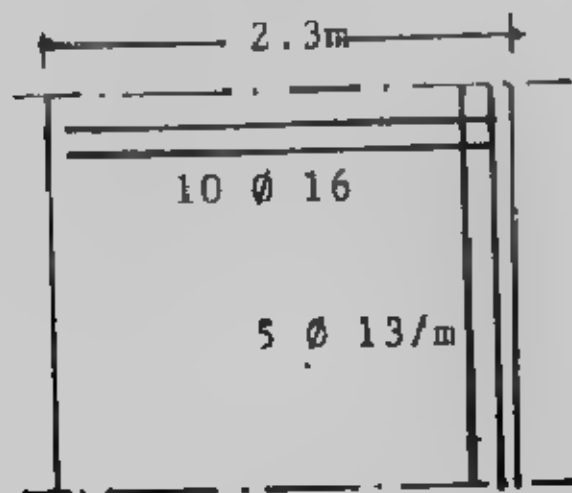
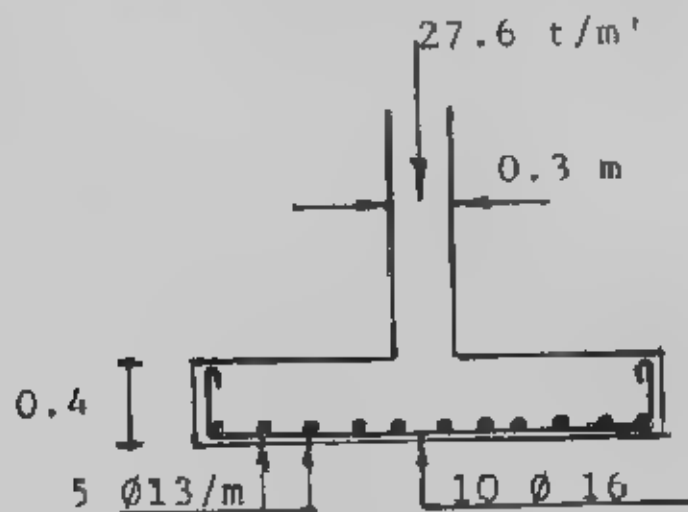
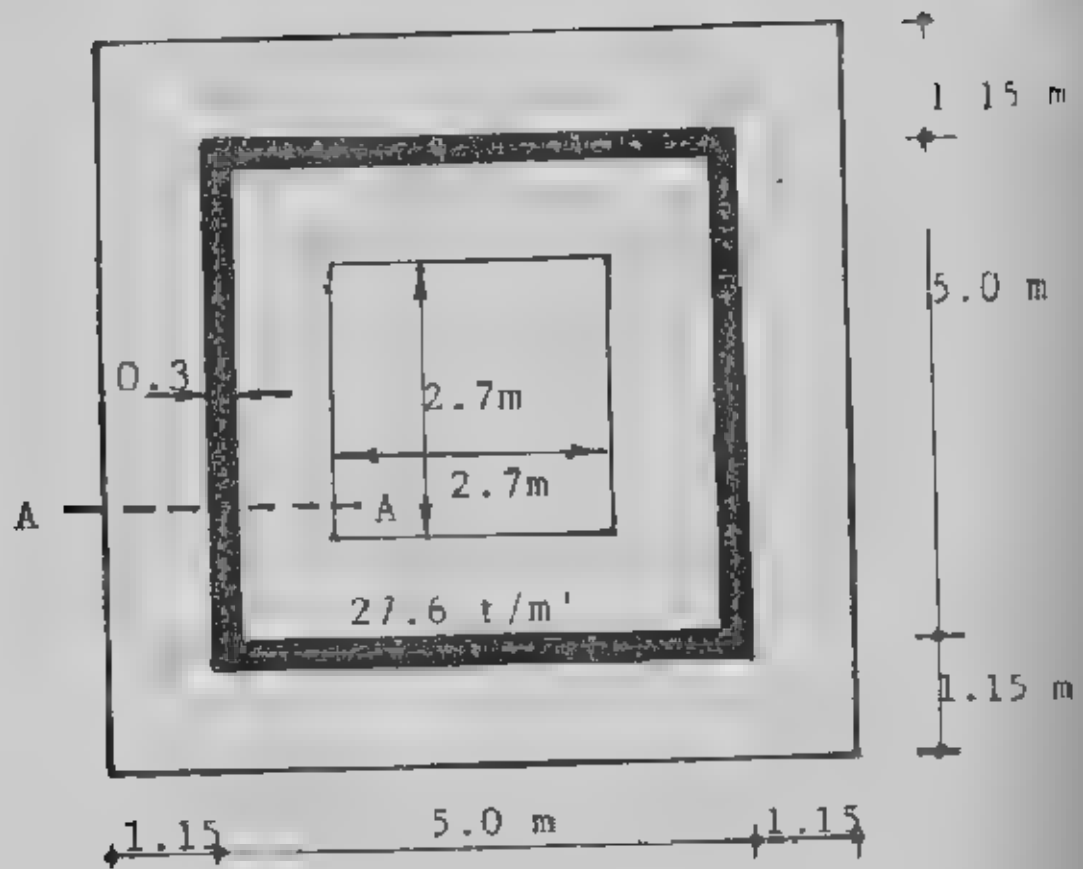
$$A_s = 18.37 \times 0.3 = 5.51 \text{ cm}^2 \text{ take } 5 \phi 13/\text{m}$$

$$Q_b = 15 \times 1 = 15 \text{ t/m}$$

$$q_b = \frac{15 \times 1000}{0.87 \times 33 \times 10 \times 16 \times \pi} = 10.39 < 12 \text{ kg/cm}^2$$

use U-shape reinforcement

Details of footing are shown in Fig. (5-17)



Sec. A - A

شکل (۱۷-۵) مثال (۷-۵) تفصیل.

الأساسات الشريطية تحت صفوف الأعمدة :

يمكن استخدام الأساسات الشريطية للتأسيس تحت صفوف الأعمدة باستخدام كمر مستمرة بينهم وفي هذه الحالة يسمى الأساس بالشريطي على شكل حرف T مقلوب وقد تكون هذه الأساسات الشريطية في اتجاه المحاور الطولية أو في اتجاه المحاور العرضية أو في اتجاه المحورين معاً، والحالة الأخيرة تقترب من حالة اللبشة الكمرية. وتستعمل الأساسات الشريطية كحل وسط بين الأساسات المنفصلة وبين أساسات اللبشة ولذا فالأساسات الشريطية تستخدم حينما يكون جهد التربة ضعيفاً أو متوسطاً. كما تستخدم الأساسات الشريطية لمقاومة الهبوط النسبي (أو المتفاوت) لتربة التأسيس حيث أن الأساسات الشريطية أكثر مقاومة للهبوط المتفاوت من الأساسات المنفصلة وتقع الأساسات الشريطية في المرتبة الثانية بعد اللبشة في مقاومة الهبوط المتفاوت.

وتصميم الأساسات الشريطية ذات المحور الواحد على تحمل أحمال الأعمدة على طول محورها. أما الأساسات الشريطية ذات المحورين أو الأساسات الشريطية المتقاطعة فتصمم عادة على افتراض أن كل محور أو اتجاه يحمل حمل العمود كله أي لا يحدث توزيع لحمل العمود في الاتجاهين ورغم أن هذا الافتراض لا يتفق مع الواقع الفعلي إلا أنه يغطي جميع احتمالات التصميم المختلفة. أما طرق التصميم المتقدمة والأكثر دقة فيتم فيها توزيع حمل العمود على الاتجاهين ويصمم كل محور أو اتجاه على الأحمال الفعلية الواصلة إليه من الأعمدة، وهذه الطرق المتقدمة تحتاج إلى دراسات دقيقة في حساب ضغط التماس. وتختلف أساليب تصميم الأساسات الشريطية حسب جسامتها المطلوبة وفقاً لطبيعة تربة التأسيس والهبوط المتفاوت المتوقع، وسوف نعرض هنا أسلوبين لتصميم الأساسات الشريطية :

- الأسلوب الأول (في المثال ٥-٨) يتمثل في تصميم الأساسات الشريطية على أنها غير عالية الجساءة، وهي تستخدم للتربة المتجانسة أو القوية والتي لا يخشى حدوث هبوط متفاوت بها. كما تستخدم حينما تكون أحمال الأعمدة وبحورها عديدة متساوية أو متقاربة القيمة.
- الأسلوب الثاني (في المثال ٥-٩) يتمثل في تصميم الأساسات الشريطية عالية الجساءة وهي تستخدم للتربة الضعيفة أو الغير متجانسة وفي البحور قليلة العدد.

وسوف نقدم أساليب أخرى للتصميم أكثر تقدماً وأدق في أبواب قادمة إن شاء الله. وجدير بالذكر أن الأساس الشريطي الذي نحن بصددته يتكون من شعة أو بلاطة خرسانة مسلحة تتداخل معها كمر رأسية مستمرة وتصمم الشفة أو البلاطة المسلحة كما جاء بهذا الباب

وعلى اعتبار ان الكمرة تمثل الحائط، أما الكمرة المستمرة فتصمم على أنها مرتكزة على الأعمدة
وتصمم مقاطعها على أنها T-section أو Rectangular section

Example (5-8) :

Design a footing of row of columns shown in Fig (5-18) Net allowable bearing capacity is 1.5 kg/cm^2 Take $f_c = 60 \text{ kg/cm}^2$ $f_s = 1400 \text{ kg/cm}^2$

Solution :

Design of slab :

$$\text{Area} = \frac{3 \times 120 + 2 \times 80}{15} = \frac{360 + 160}{15} = \frac{520}{15} = 34.67 \text{ m}^2$$

$$B = \frac{34.67}{4 \times 6} = 1.44 \text{ m, take } B = 1.5 \text{ m, take } B = 1.5 \text{ m}$$

$$q = \frac{520}{1.5 \times 4 \times 6} = 14.44 \text{ t/m}^2$$

$$C = (1.5 - 0.4) / 2 = 0.55 \text{ m}$$

$$M = 14.44 \times 0.55^2 / 2 = 2.18 \text{ mt}$$

$$d_m = 0.315 \sqrt{\frac{2.18 \times 10^5}{100}} = 14.71 \text{ cm}^2$$

$$Q_{sh} = (0.55 - d_{sh}) 14.4$$

$$d_{sh} = \frac{Q_{sh}}{b \times q_s} = \frac{(0.55 - d_{sh})}{1 \times 50}$$

$$d_{sh} = 0.123 \text{ m}$$

$$\text{take } t = 30 \text{ cm, } d = 0.23 \text{ m}$$

$$A_s = 2.18 \times 10^5 / 1237 \times 23 = 7.66 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = 0.002 \times 100 \times 23 = 4.6 \text{ cm}^2$$

$$\text{take } 6 \phi 13/\text{m}^2 (7.96 \text{ cm}^2)$$

$$A_c = 0.25 \times 7.66 = 1.915 \text{ cm}^2$$

$$\text{take } 4 \phi 13/\text{m}^2$$

$$Q_b = 14.4 \times 0.55 = 7.92 \text{ t}$$

$$q_b = \frac{7.92 \times 1000}{0.87 \times 23 \times 6 \pi \times 1.3} = 12.23 \text{ t/m}^2$$

$$\text{take } 8 \phi 13/\text{m}^2 \text{ with L-shape, then } q_b = 9.17 \text{ t/m}^2$$

Design of beam

The beam is designed as a rectangular section load /m' = $\frac{520}{24} = 21.67 \text{ t/m}$

the moment calculated by

$$M = ql^2/12 = 21.67 \times 62/12 = 65 \text{ mt}$$

$$d = 0.315 \text{ m}, d = 128 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{65 \times 10^3}{1217 \times 128} = 41.73 \text{ cm}^2$$

use 11 ϕ 22

The critical sect. of shear is at d from the face of edge column

$$Q_{sh} = 47.93 \text{ t}$$

$$q_{sh} = \frac{47.93 \times 1000}{40 \times 128} = 9.36 \text{ kg/cm}^2$$

use 4 branches stirrup ϕ 10 at 15 cm in shear zone

$$q_{st} = \frac{4 \times 0.785 \times 1400}{15 \times 40} = 7.33 \text{ kg/cm}^2$$

The remainder can be resisted by bent up bar 4 ϕ 22.

The details of footing are given in Fig (5-18)

Example (5-9):

Design a continuous strip footing for the three columns given in Fig. (5-19)

The net allowable bearing capacity is 13 kg/cm^2 , $f_c = 60 \text{ kg/cm}^2$, $f_s = 2000 \text{ kg/cm}^2$, $q_{ab} = 6 \text{ kg/cm}^2$

Solution :

$$R = 120 + 80 + 1000 = 300 \text{ t}$$

$$X = \frac{120 \times 5 + 100 \times 11}{300} = 5.67 \text{ m}$$

$$e = 5.67 - 5.00 = 0.67 \text{ m}$$

$$A = 300/13 = 23.08 \text{ m}^2$$

$$\text{From Fig (5-19) } L = 11.94 \text{ m}$$

$$B = \frac{23.08}{11.94} = 1.93 \text{ m} \quad \text{taken } 2.0 \text{ m}$$

$$q = \frac{300}{11.94 \times 2} = 12.56 \text{ t/m}^2$$

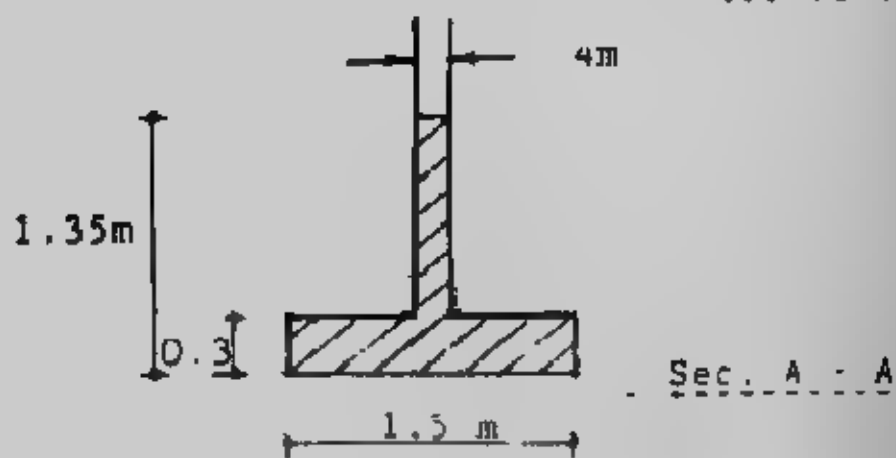
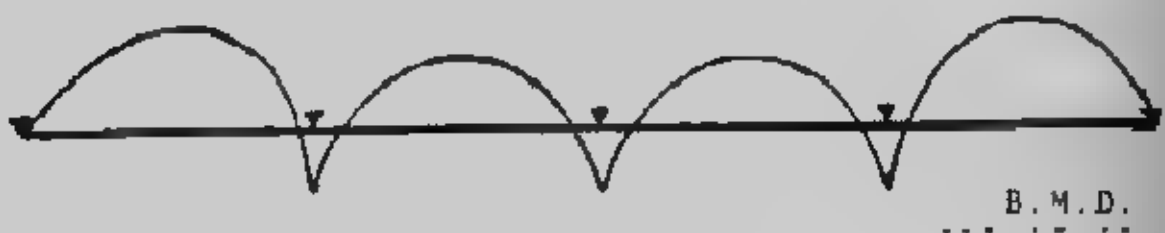
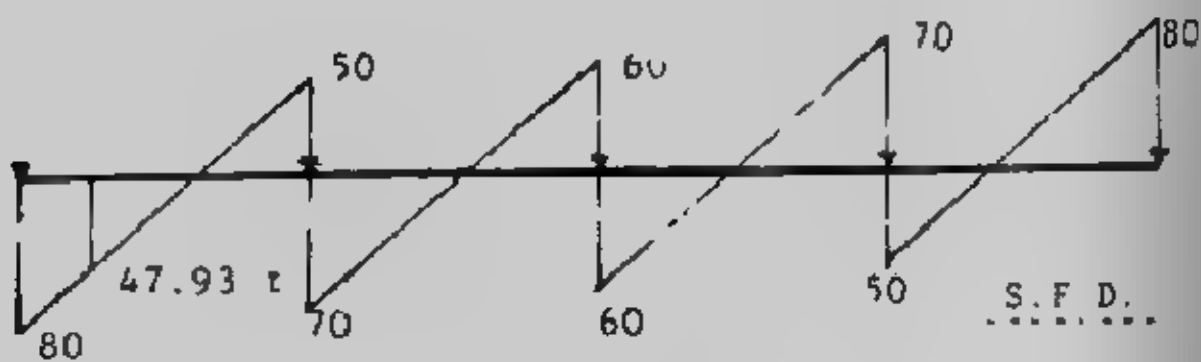
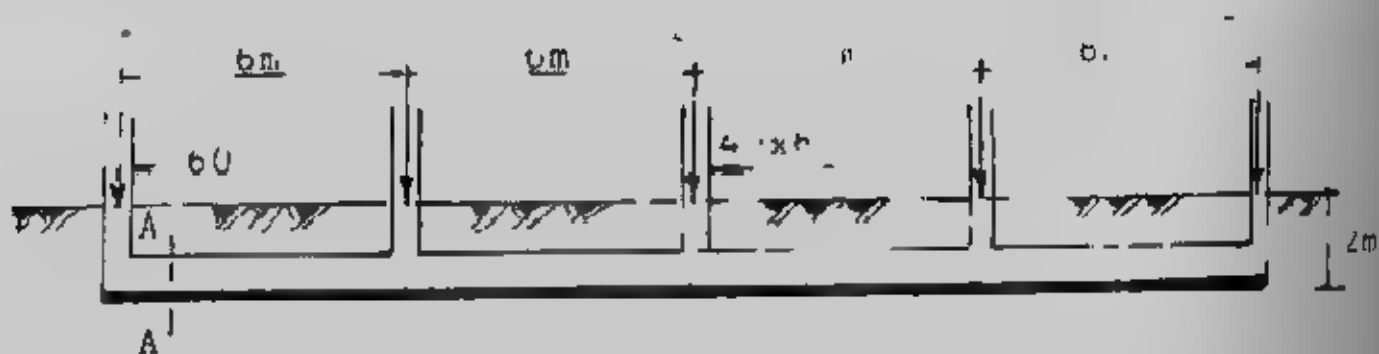
Design of beam

If the footing is very rigid, the contact pressure can be assumed uniformly distributed and the beam is statically determined. The internal forces are shown in Fig. (5-19). The beam is designed as a T-section. The effective width B of T-section equals the smallest of the width of slab or 4 times breadth of beam web or $1/4$ of smallest span.

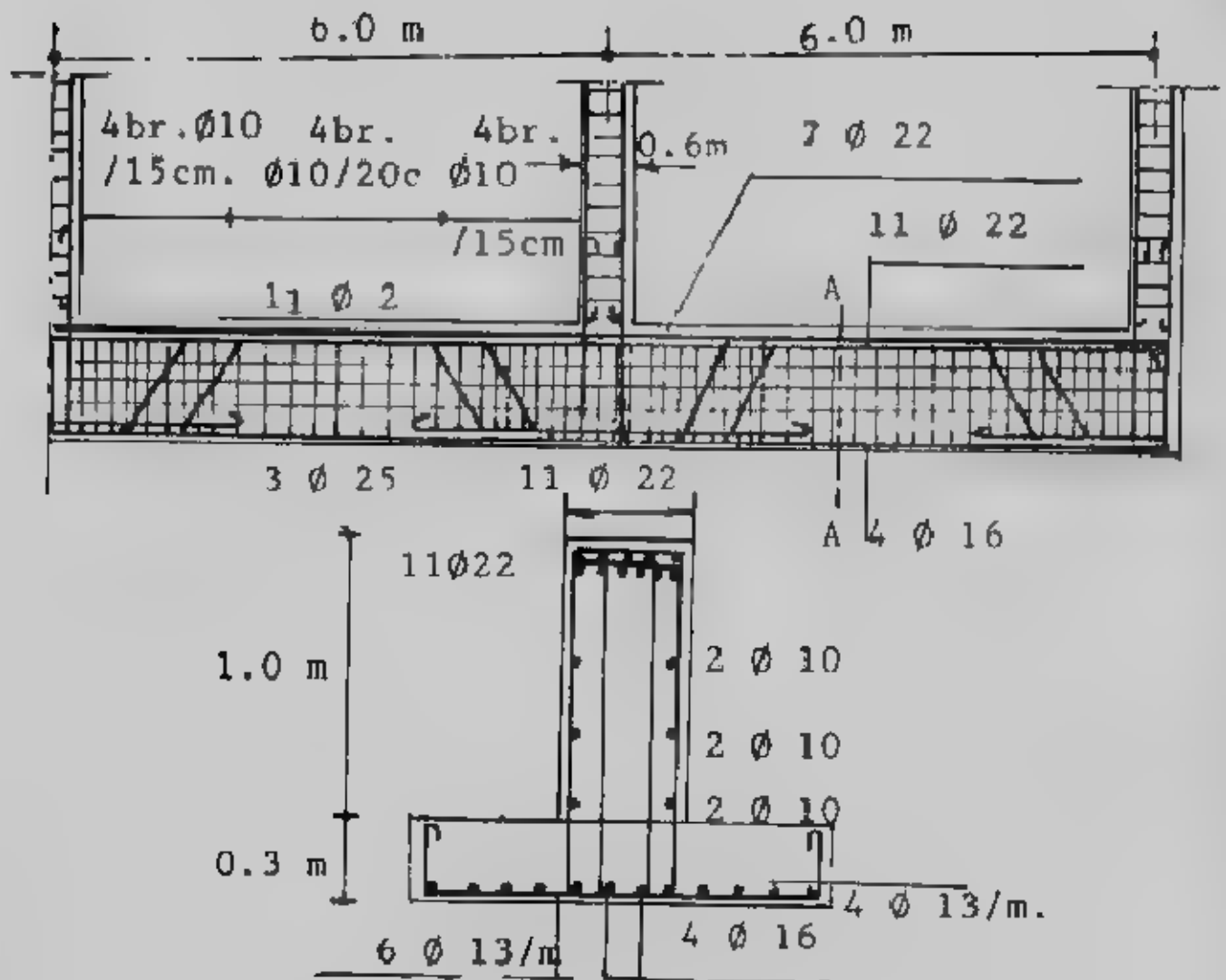
For span 6.0 m ,

$$B_{\text{slab}} = 2.00 \text{ m} \quad \text{or } 4 \times 0.5 = 2.00 \text{ or } 6/4 = 1.5 \text{ m}$$

take $B = 1.5 \text{ m}$ (the smallest value)



شكل (٥١) مثال (٥٨) ابعاد وتفاصيل.



تابع شكل (١٨-٥): مثال (٨-٥) أبعاد وتفصيل

$$M = 133.37 \text{ mt}$$

$$d = 0.347 \sqrt{\frac{133.37 \times 10^5}{150}} = 103.5 \text{ cm}$$

$$\text{take } t = 110 \text{ and } d = 105 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{133.37 \times 10^5}{105 \times 1804} = 70.4 \text{ cm}^2 \text{ } 15 \phi 25$$

For span 5.0 ms

$$B = 5/4 = 1.25 \text{ m}$$

$$d = 0.347 \sqrt{\frac{102.32 \times 10^5}{125}} = 99.28 \text{ cm}$$

take the same thickness $t = 110 \text{ cm}$, and $d = 105 \text{ cm}$

$$A_s = \frac{102.32 \times 10}{1804 \times 105} = 54 \text{ cm}^2 \quad 11 \phi 25$$

The critical section of shear is at d from the face of edge column.

$$Q_{sh \text{ max}} = 57.53 \text{ t}$$

$$q_{sh} = \frac{57.53 \times 1000}{50 \times 105} = 10.96 \text{ kg/cm}^2$$

use 4 branches stirrup $\phi 10$ at 15 cm in shear zone :

$$q_s = \frac{4 \times 0.785 \times 2000}{15 \times 50} = 8.37 \text{ kg/cm}^2$$

The remainder can be resisted by bent up bars.

Design of slab

$$C = (25 - 0.5)/2 = 0.75 \text{ m}$$

$$M = 12.56 \times 0.75^2/2 = 3.53 \text{ mt}$$

$$d_m = 0.347 \sqrt{\frac{3.53 \times 10^5}{100}} = 20.62 \text{ cm}$$

$$Q_{sh} = (0.75 - d_{sh}) 12.56$$

$$d_{sh} = \frac{Q_{sh}}{b \times q_s} = \frac{(0.75 - d_{sh})}{1 \times 60}$$

$$d_{sh} = 0.13 \text{ m}$$

$$\text{take } t = 30 \text{ cm}, \quad d = 0.23 \text{ cm}$$

$$A_s = 3.53 \times 105 / 1804 \times 23 = 4.6 \text{ cm}^2$$

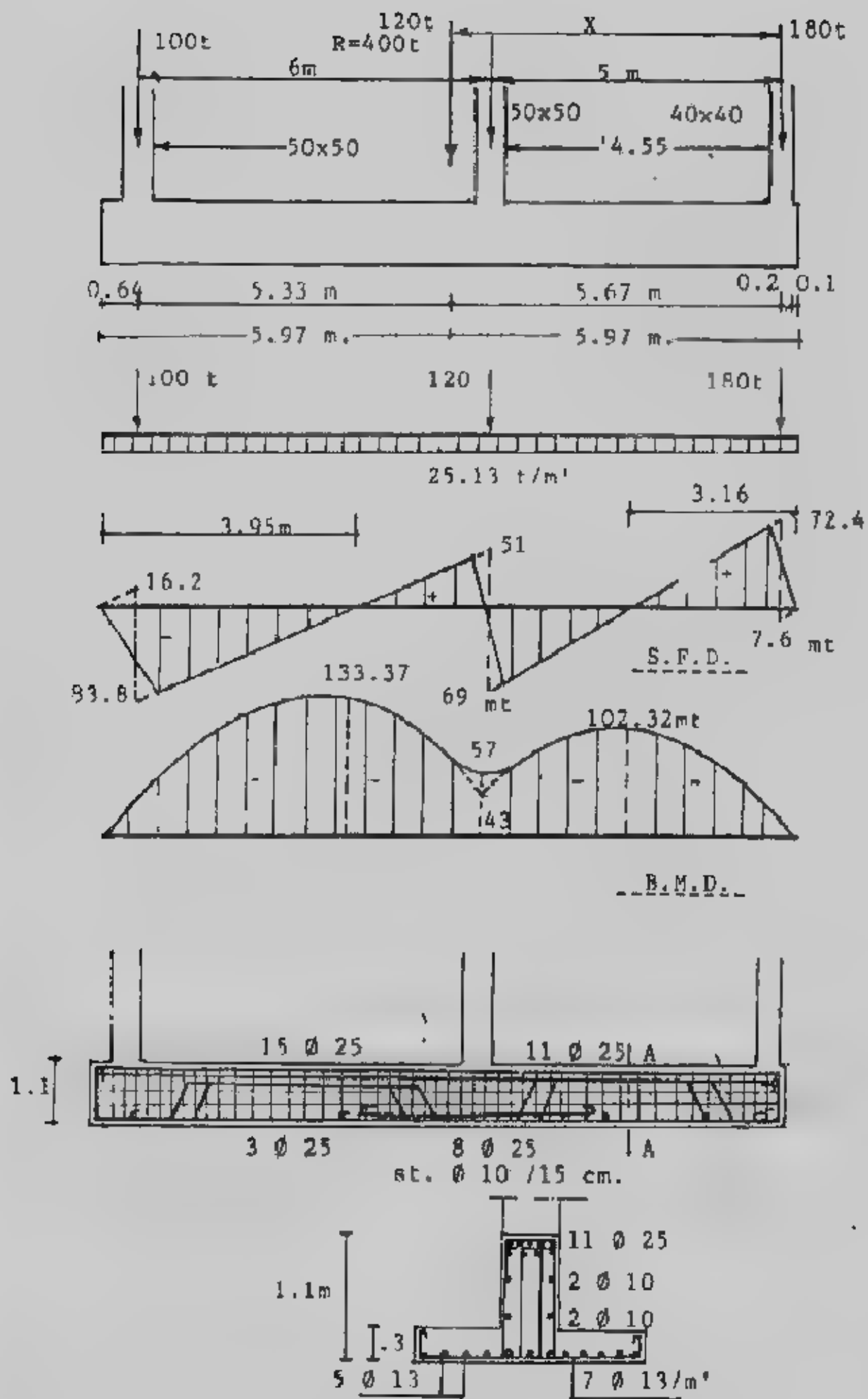
take 7 $\phi 13/\text{m}$

$$A_s = 0.25 \times 8.5 = 2.125 \text{ cm}^2$$

take 4 $\phi 13/\text{m}$

The deformation bars will be safe in bond. The details of dimensions and reinforcements are shown in Fig. (5-19).

وبالاحظ من المثال السابق أن افتراض التوزيع المنتظم لضغط التماس يعطى عادة قوى داخلية عالية. أما إذا تم تصميم هذا الأساس ككمرة على أساس مرن فإن عزم الانحناء ينخفض بمقدار الثلث وعلى ذلك فإن كميتى الخرسانة والتسليح تنخفضان بمقدار ٢٠٪. ولذا فإننا ننصح بتصميم مثل هذه الأساسات على أنها كمرة على أساس مرن. وهذا ما سوف نتعرض له فى أبواب قادمة مرة أخرى.

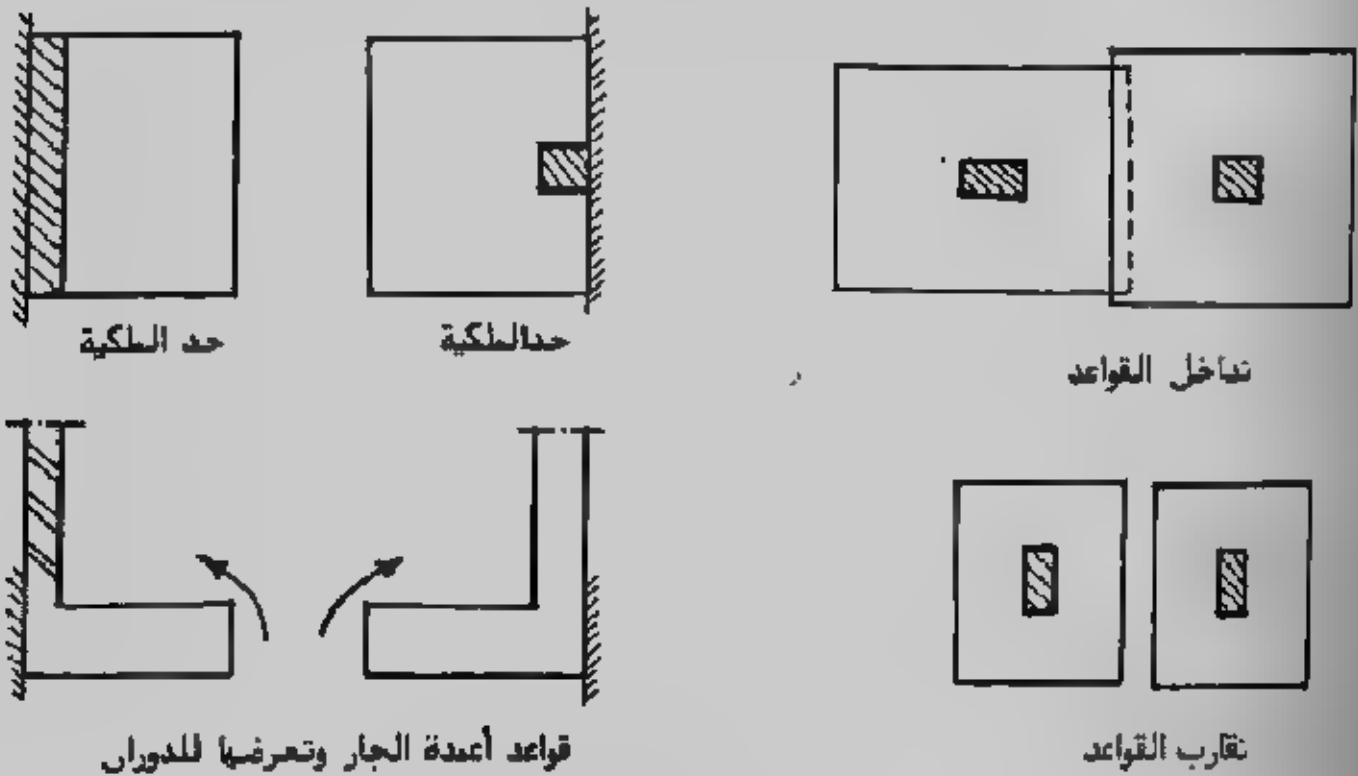


شكل (١٩-٥) مثال (٩-٥) أبعاد وتفاصيل.

الباب السادس

القواعد المشتركة Combined Footings

عند التأسيس باستخدام القواعد المنفصلة تظهر بعض المشاكل التي تحول دون استخدام أسلوب القواعد المنفصلة مثل تداخل قاعدتين معاً، أو تقارب قاعدتين لبعضهما. كما أن قواعد أعمدة الجار تمثل مشكلة في حد ذاتها حيث أنها معرضة للدوران لو تم تنفيذها كقواعد منفصلة شكل (٦-١).



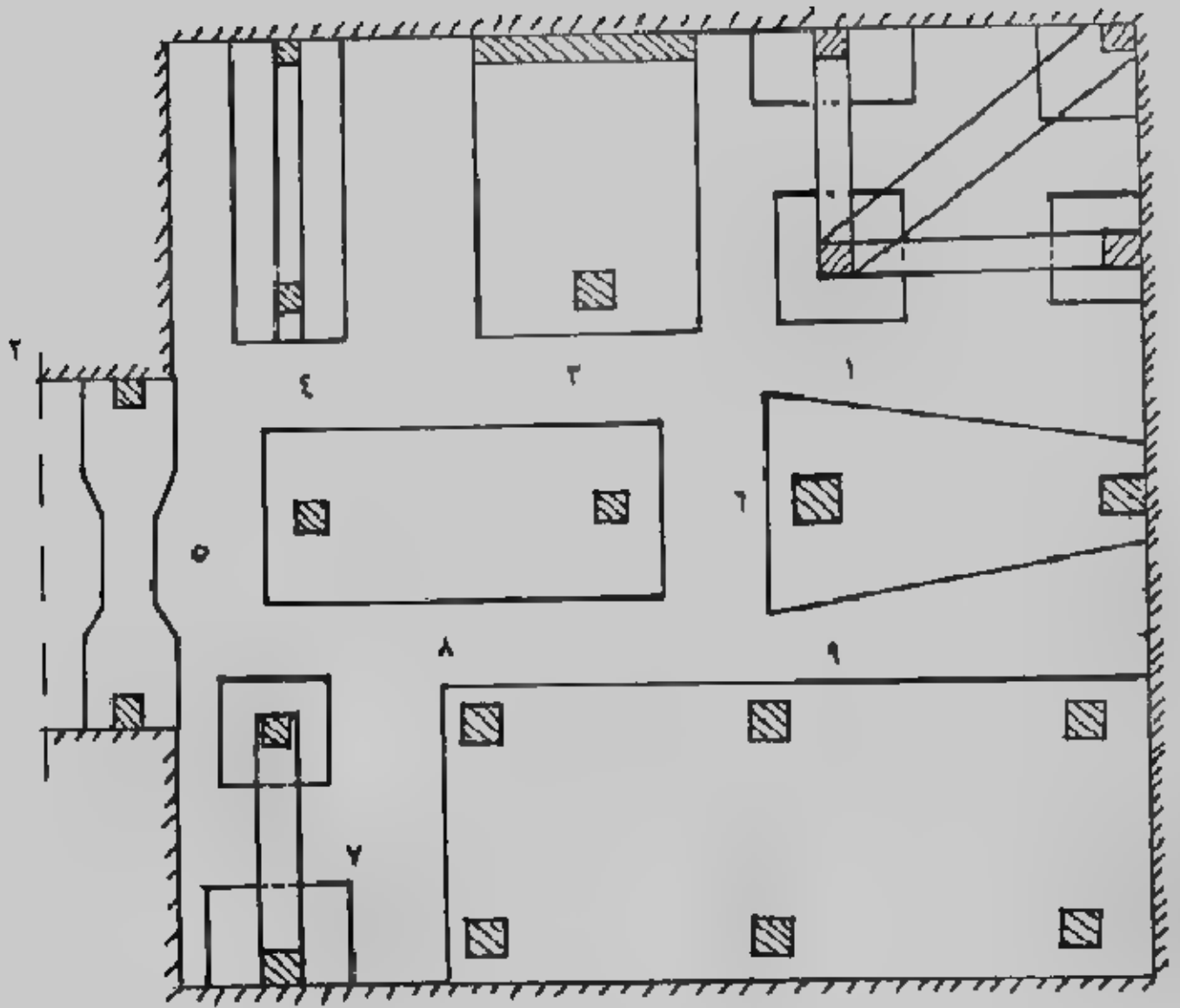
شكل (٦-١) مشاكل التأسيس بالقواعد المنفصلة

ويمكن التغلب على هذه المشاكل باستخدام نظام التأسيس بالقواعد المشتركة. والقواعد المشتركة يمكن تعريفها بأنها قاعدة أو أساس واحد تحمل أكثر من عمود على نفس الخط. والقواعد المشتركة تصنف من الأساسات السطحية.

وتأخذ القواعد المشتركة أشكالاً متعددة موضحة بمجملها في شكل (٦-٢)

وبمفردها في شكل (٦-٣) وأكثر أشكالها استخداماً هي :

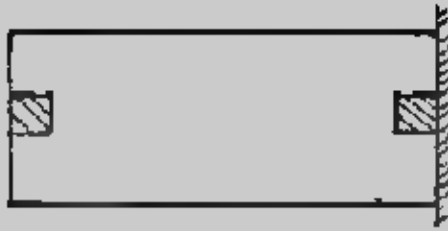
- ١- قواعد مشتركة مستطيلة الشكل Rectangular combined footing
- ٢- قواعد مشتركة شبه منحرف الشكل Trapezoidal combined footing
- ٣- قواعد مشتركة كابولية (strap footing) Contilever combined footing



شكل (٦-٢) القواعد المشتركة واللبشة.

- ١- قاعدة مشتركة مستطيلة داخلية.
- ٢- قاعدة حائط جار مشتركة مع عمود.
- ٣- قاعدة مشتركة بـ T مقبولة (أو قاعدة مشتركة بكمره).
- ٤- قاعدة مشتركة غير منتظمة.
- ٥- قاعدة مشتركة شبه منحرف.
- ٦- قاعدة مشتركة كابولية.
- ٧- قواعد مشتركة كابولية معا.
- ٨- لبشة.

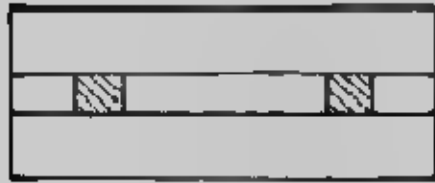
والقواعد المشتركة تستخدم حينما لا تسمح المسافة بين عمودين باستخدام قواعد منفصلة، أو حينما يوجد عمود خارجي على حد الملكية لا يصلح معه تنفيذ أساس منفصل فيتم ربط هذا العمود الخارجي بآخر داخلي بأي نظام من أنظمة القواعد المشتركة حيث يمكن التغلب على اللامركزية في الأساس المنفصل الخارجي التي قد تسبب دوران أو هبوط متفاوت كبير أو زيادة كبيرة في الاجهادات المنقولة إلى التربة قد تفوق قدرة تحملها. وشكل (٦-٤) يبين أنواع القواعد المستخدمة في ربط عمود الجار بعمود آخر داخلي.



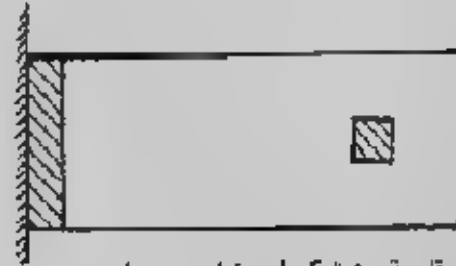
قاعدة مشتركة لمعزج جار



قاعدة مشتركة باحلية (أو سمائلة)



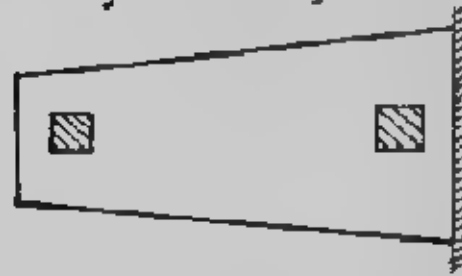
قاعدة مشتركة بكمره



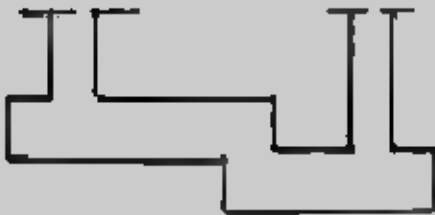
قاعدة مشتركة لاحتظ حار



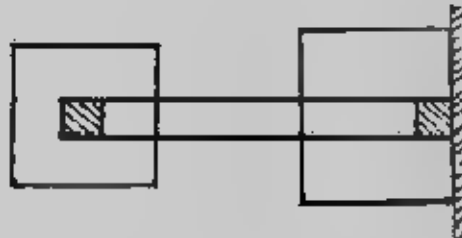
قاعدة مشتركة عبر مستطمة



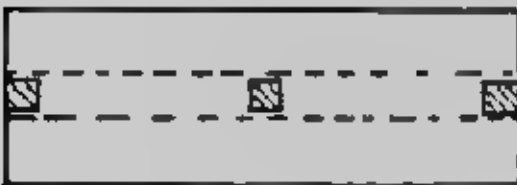
قاعدة مشتركة شبه منحرف



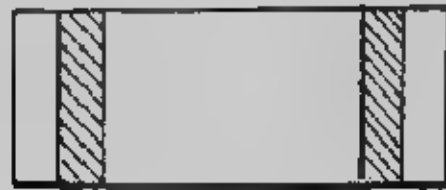
قاعدة مشتركة عبر مستوية



قاعدة مشتركة كابوليبة

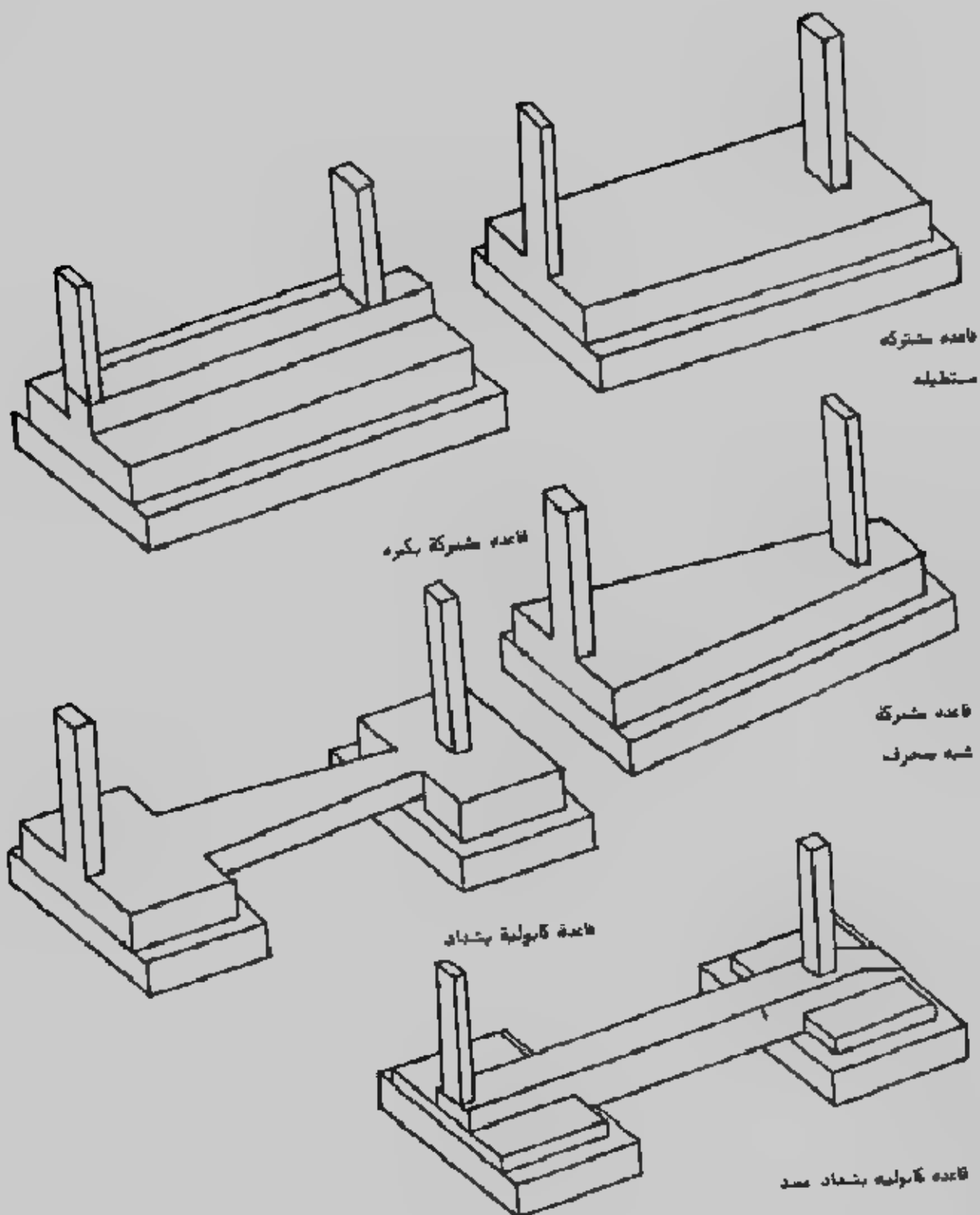


قاعدة مشتركة ستره (بكره وبعون)



قاعدة مشتركة لاحتظين

شكل (٦-٣) : أنواع القواعد المشتركة



شكل (٦-٤): القواعد المشتركة لربط عمود الجار بأخر داخلي

$$\bar{X} = P_1 S/R$$

ويمكن تحديد نصف طول الأساس $L/2$ من

$$L/2 = X + Y_1$$

$$L = 2(\bar{X} + Y_1)$$

ويجب مراعاة أن قيمة Y_1 معلومة من :

$$Y_1 = y + (a_1/2)$$

حيث y هي بعد وجه العمود عن حد الملكية وهذه القيمة تساوى صفراً لو أن وجه العمود الخارجى يقع على حد الملكية تماماً. كما يجب ملاحظة عدم المبالغة فى تقريب الطول L تجنباً لحدوث إجهادات غير منتظمة التوزيع أسفل الأساس ولذلك سيكون التقريب لأقرب ٥ سم أو ١٠ سم.

٢- تحديد عرض الأساس من :

$$B = \frac{R}{q_{na}}$$

$$\text{or } B = \frac{R_1}{q_s}$$

وتقرب B لأقرب ٥ سم.

٣- تعيين جهد القصيع من :

$$q = \frac{R}{L \times B}$$

٤- تعتبر القاعدة المشتركة محددة استاتيكية وإذا يمكن رسم مخطط قوى القص ثم يعين مكان القص المساو للصفر Zero shear.

٥- يرسم مخطط عزم الانحناء ويعين أقصى انحناء المقابل للقص الصفري.

٦- يحدد عمق الأساس المقاوم للعرم d_m وكذلك المقاوم للقص d_v بدور تسليح للقص.

ويحدد العمق المقاوم للعرم باستخدام العزم الأقصى M_{max} كما أن المقطع الحرج

للقص يكون على مسافة d من وجه العمود الذى له قص أكبر (العمود أو الحمل الأكبر أى الداخلى)، شكل (٦-٦) كما يجب تحديد عمق الأساس المقاوم للقص الثاقب d_p علماً بأن المقطع الحرج للقص الثاقب يقع على بعد $d/2$ حول العمود كما هو مبين بشكل (٦-٧) وتحسب قوى القص الثاقب كما يأتى :

$$Q_{p1} = P_1 - q(b_1 + d_p)(a_1 + d_p/2 + y)$$

$$Q_{p2} = P_2 - q(b_2 + d_p)(a_2 + d_p)$$

وأما عمق القص الثاقب فيحسب من :

$$d_p = Q_p / q_p \Sigma I$$

حيث ΣI هو محيط المقطع الحرج وهو فى هذه الحالة.

وعادة ما تصمم القواعد المشتركة على اعتبار أن القاعدة نفسها عالية الجسءة Rigid أو على اعتبار القاعدة تمثل كمرءة على وسط مرر Beam on an elastic media والاعتبار الأول يمثل الطريقة التقليدية فى التصميم حيث يفترض أن محصلة الأحمال الواصلة من الأعمدة للقاعدة المشتركة تؤثر فى مركز ثقل هذه القاعدة مما يصمر التوزيع المنتظم للإجهادات على التربة. أما الاعتبار الثانى فهو الأكثر دقة ويحتاج إلى مجهود أكبر فى التصميم كما أنه يحتاج إلى طرق تحليل عالية المستوى بالإضافة إلى ضرورة استخدام الحاسبات الآلية فى الحل.

وسوف نركز فى هذا الباب على الاعتبار الأول فى التصميم وهى القواعد المشتركة الجاسئة. وسوف نركز فى باب قادم على الاعتبار الثانى فى التصميم. ويجب ملاحظة أن القواعد المشتركة فى الاعتبار التقليدى للتصميم ولأى عدد من الأعمدة تعتبر محددة استاتيكيا حيث أحمال الأعمدة معروفة وهى تمثل رنود أفعال الدعامات (إلى أسفل) أما الأحمال فهى جهد التربة المنتظم والمؤثر من أسفل إلى أعلى.

تصميم القواعد المشتركة المستطيلة Rectangular Combined Footings :

تستخدم القواعد المشتركة المستطيلة فى الحالات الآتية :

- ١ حينما يحد العمود الخارجى حد ملكية أو جار أو خطوط مياه أو صرف أو أى عمل هندسى آخر يمثل عائقا لامتداد أساسه المنفصل إذا نفذ له شكل (٦-٥).



ويشترط أن يكون حمل العمود الخارجى أقل من حمل العمود الداخلى

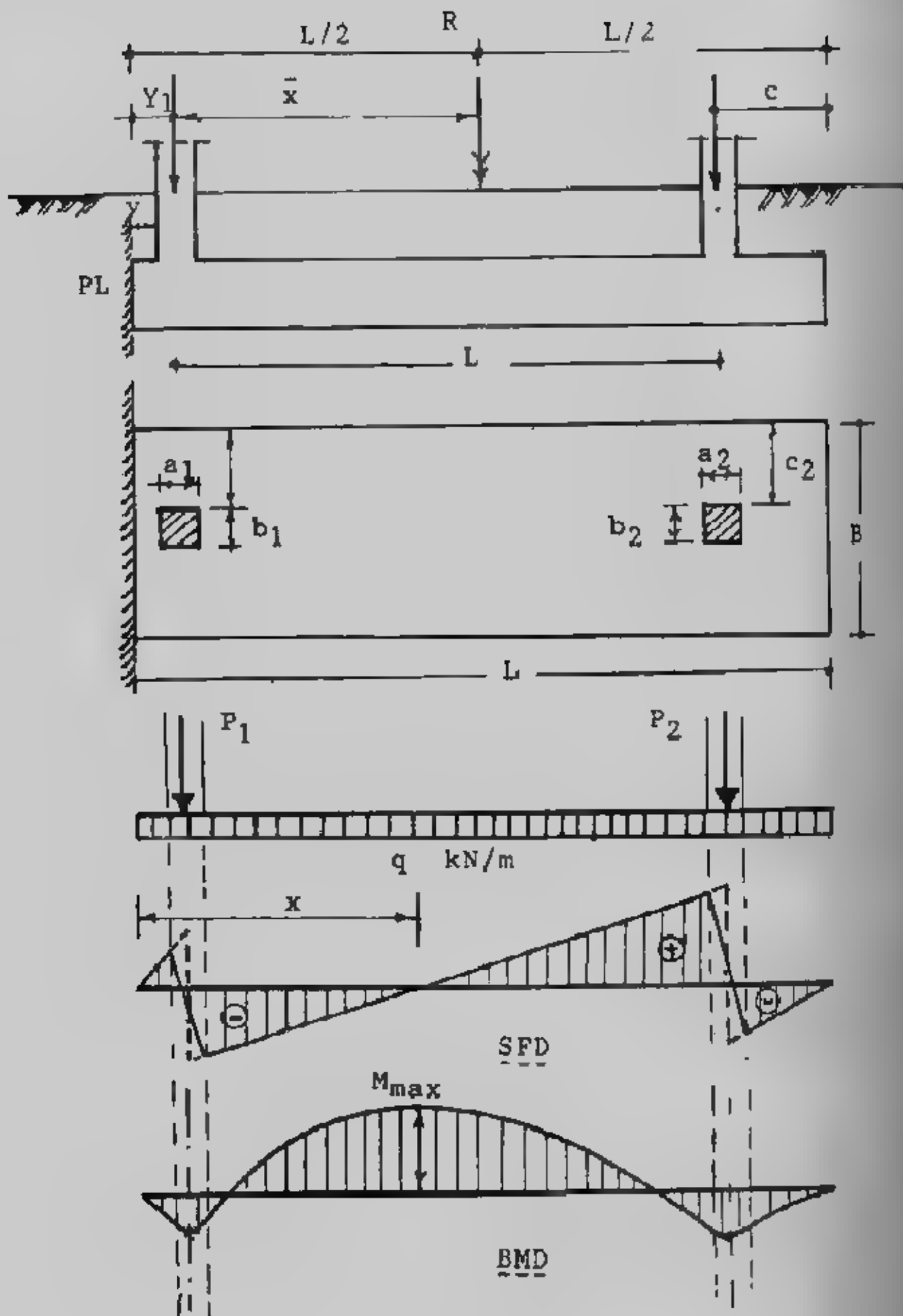
$$P_1 < P_2$$

- ٢ - حينما تكون المسافة بين عمودين داخليين لا تسمح بتنفيذ أساس منفصل لكل منهما.

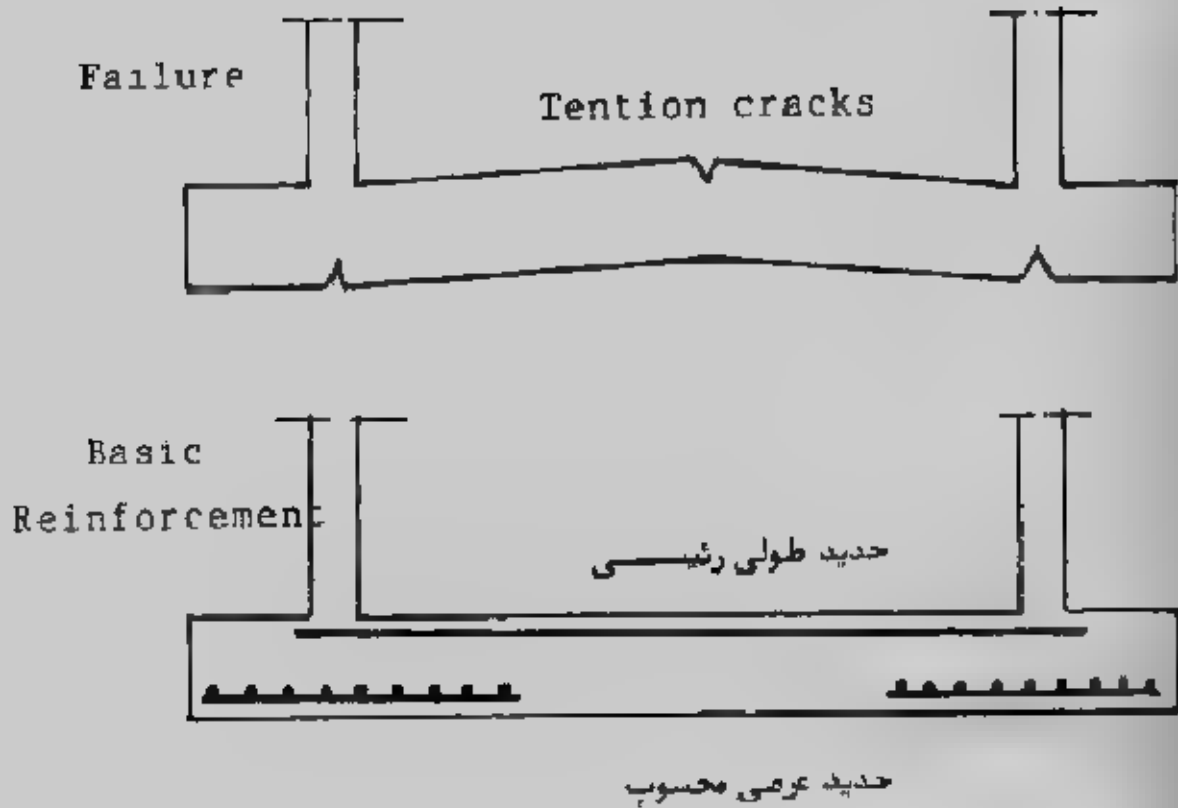
وبين شكل (٦-٦) خطوات تصميم القواعد المشتركة المستطيلة باستخدام إجهادات التشغيل والتي تتمثل فى الخطوات الآتية :

- ١ - تعين محصلة أحمال الأعمدة R وكذلك نقطة تأثيرها \bar{X}

$$R = P_1 + P_2$$



شكل (٦-٦) : القاعدة المشتركة المستطيلة



شكل (٦-٨) : الانهيار والتسليح الرئيسى

٨- التصميم فى الاتجاه العرضى Transverse Direction

تصمم القاعدة المشتركة فى اتجاه العرضى كقاعدة منفصلة لكل عمود علي حدة وبك لأن أحمال الأعمدة توزع فى الاتجاه العرضى أيضا تحت الأعمدة وتعمل المنطفة تحت الأعمدة عرضيا ككمزات مدفونة ويؤخذ عرض هذه الكمرات العرضية المدفونة أقل قيمة من :

أ - عرض القاعدة المشتركة B

ب نصف بحر العمودين المتجاورين

ج العرض المحدد بمسافة d من وجهي كل عمود بما فيها عرض العمود نفسه

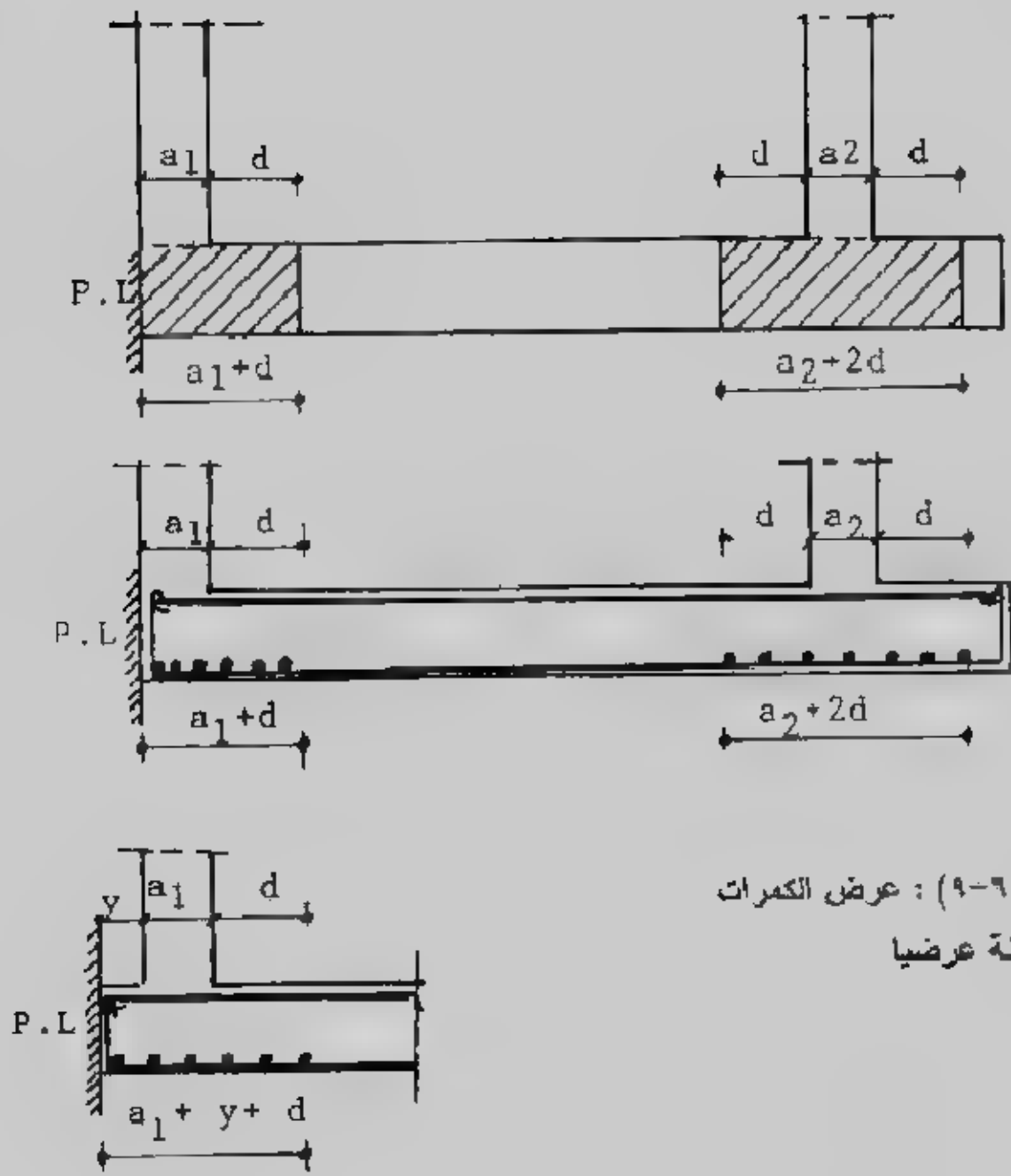
شكل (٦-٩) (يمكن هنا أخذ d/2 بدلا من d كما جاء بكوند ACI)

وتحسب العزوم العرضية من :

$$M_1 = P_1 C_1^2 / B, \quad M_2 = P_2 C_2^2 / B$$

ويحسب حديد التسليح اللازم للعزم M_1 ويوضع أسفل الكمره العرضية B_1 ويحسب حديد

التسليح اللازم للعزم M_2 ويوضع أسفل الكمره العرضية B_2



شكل (٩-٦) : عرض الكمرات
المادقونة عرضيا

أما الحديد العرضي العلوي والسفلي وكذلك الحديد الطولي في المقاطع الأخرى
الغير محسوبة فيوضع بنفسه لأدنى لتي تحقق وجود حديد بقيمة لا تقل عن 0.002 من
مساحة أي مقطع.

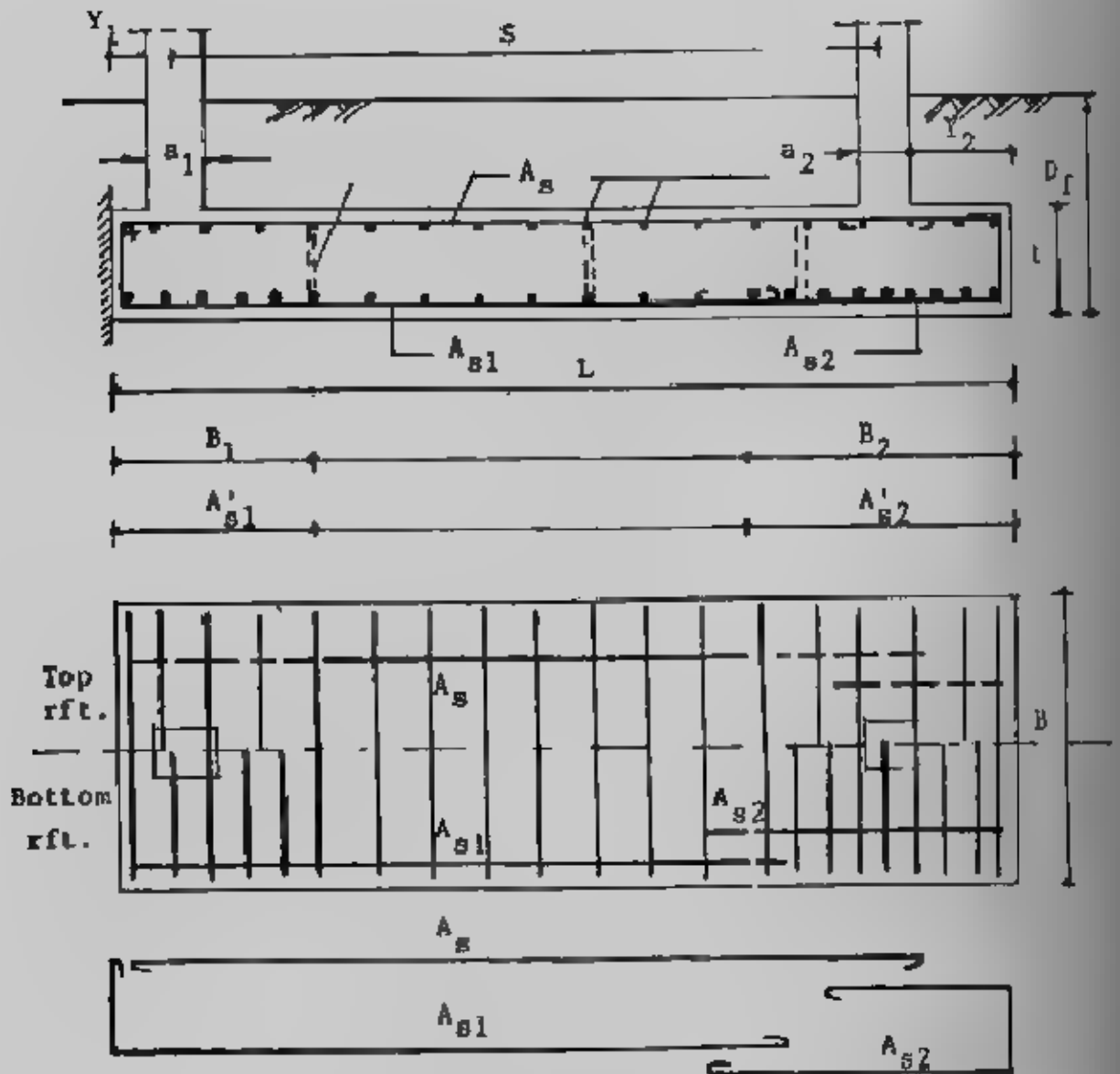
٩ توقع جميع الأبعاد الخرسانية ونفاصيل حديد التسليح على رسومات هندسية تفصيلية
مرسومة بمقياس رسم مناسب شكل (١٠-٦).

وعند تصميم القواعد المشتركة يجب ملاحظة الآتي :

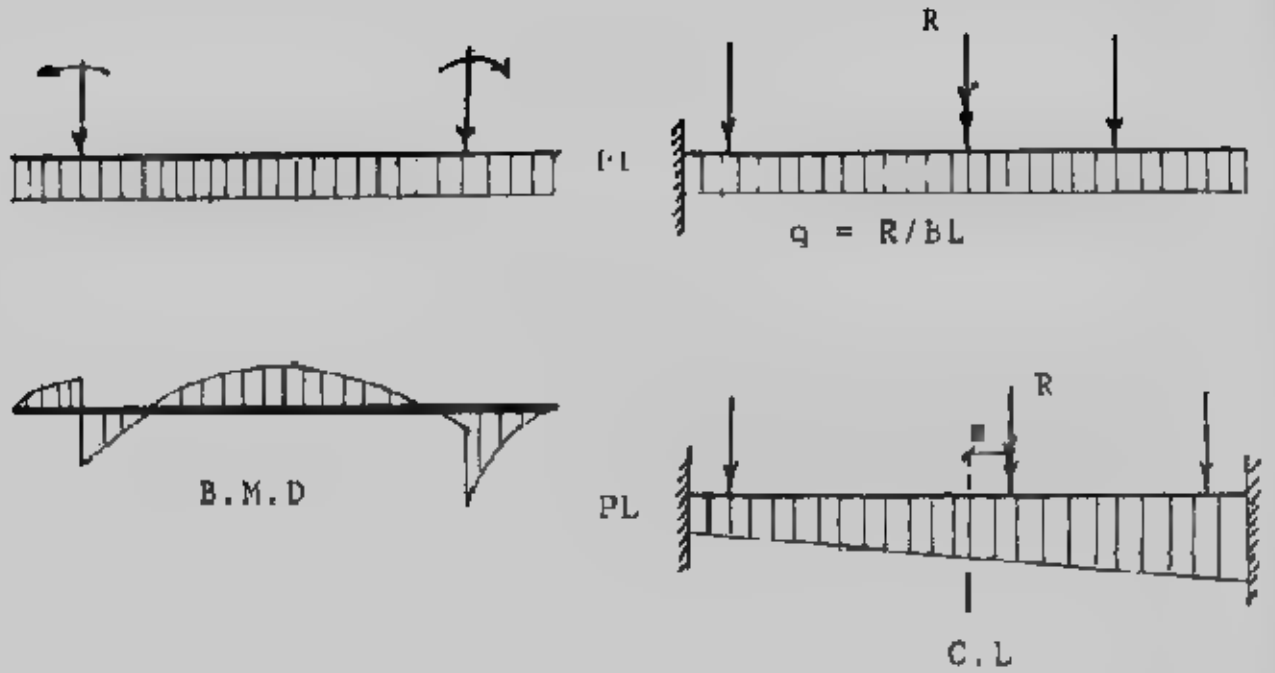
* إذا لم تنطبق محصلة الأحمال R على مركز ثقل القاعدة فإن القاعدة تكون معرضة لقوة مراحة عن مركز الثقل بمسافة e شكل (٦-١١) وتحسب الجهود القربة أسفل الأساس من

$$q = \frac{R}{L \cdot B} \left(1 \pm \frac{6e}{L} \right) \quad \text{المعادلة الآتية :}$$

* إذا تعرضت أعمد القاعدة المشتركة لعزوم فإن هذه العزوم تدخل في حساب ورسم مخطط العزوم للقاعدة - شكل (٦-١١) ثم تعد خطوات التصميم كما تقدم .

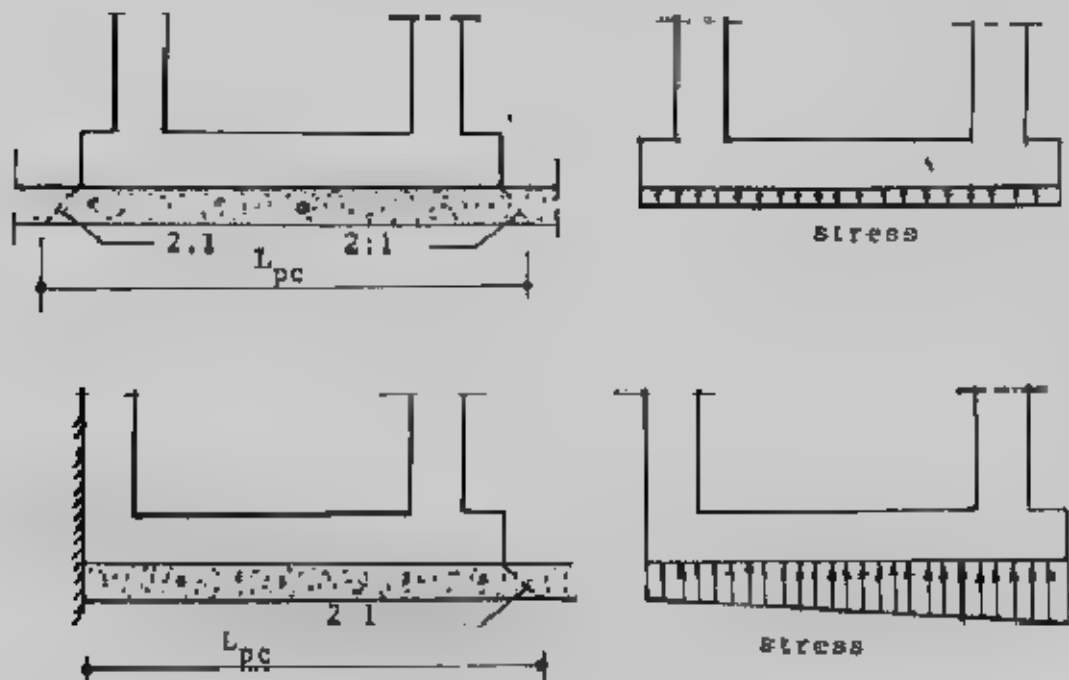


شكل (٦-١٠) : تفاصيل الأبعاد للخرسانية والتسليح .



شكل (٦-١١) : الأحمال غير المتمركزة شكل (٦-١٢) : أعمدة القاعدة المشتركة على القاعدة المشتركة . المعرضة للعرض

• عند استخدام لبشة من الخرسانة العادية أسفل القواعد المشتركة بسماك ≤ 30 سم فإن الخرسانة العادية تدخل في تصميم القاعدة المشتركة وتحدد المساحة المأخوذة في الاعتبار من هذه اللبشة من ميل ٢ : ١ من حدود القاعدة المشتركة شكل (٦-١٣) . ويجب مراعاة المحافظة على انتظام الاجهادات أسفل القاعدة المشتركة، وإذا تعدد ذلك فتصمم القاعدة على الإجهادات الفعلية التي تأخذ في هذه الحالة شكل شبه منحرف، مثال (٦-٤) بينما الاجهادات على القواعد الخرسانة العادية منتظمة،



شكل (٦-١٣) : إدخال الخرسانة العادية في تصميم القاعدة المشتركة

Example (6-1) :

Design a combined footing for an exterior column 40×40 cm carrying a load of 90 t and interior column 60×40 carrying 140 t. The distance centre to centre of column is 4.5 m. The outside edge of the footing can be extension 40 cm beyond the outer face of the exterior column. The net allowable soil pressure is 1.5 kg/cm^2 . Data $f_c = 50 \text{ kg/cm}^2$, $f_s = 1400 \text{ kg/cm}^2$, $q_{sh} = 6 \text{ kg/cm}^2$, $q_p = 8 \text{ kg/cm}^2$, $k_1 = 0.361$ and $k_2 = 1237$

Solution :

From Fig. (6-14)

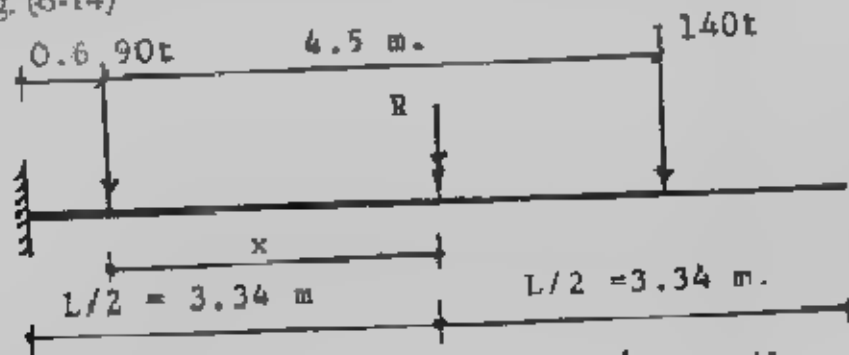


Fig. (6-14)

Taking moment about the centre line of exterior column gives

$$230 \quad \bar{x} = 140 (4.5)$$

$$x = 2.74 \text{ m}$$

$$L = (2.74 + 0.2 + 0.4) = 6.68 \text{ m}$$

$$A = 230 + 15 = 15.333 \text{ m}^2$$

$$B = 15.333 + 6.68 = 2.295 \text{ m} \quad \text{taken } 2.3 \text{ m}$$

$$q = 230 / (2.3 \times 6.68) = 14.97 \text{ t/m}^2$$

Shearing force and bending moment diagrams are drawn and shown in Fig. (6-15)

To find the location of zero shear :

$$(14.97 \times 2.3) \quad x' = 90$$

$$x' = 90 + 34.43 = 2.614 \text{ m}$$

$$M_{\max} = 34.431 \times 2.614/2 - 90 (2.614 - 0.6) = 63.527 \text{ mt}$$

$$d_m = 0.361 \sqrt{63.527 \times 10^5 / 230} = 60 \text{ cm}$$

Critical section of shear is at d from the face of interior column.

$$Q_{sh} = 75.272 - 34.431/d_{sh}$$

$$d_{sh} = \frac{75.272 - 34.431d_{sh}}{0.87 \times 60 \times 2.3}$$

$$120.06 d_{sh} = 75.275 - 34.431d_{sh}$$

$$d_{sh} = 75.275 / 154.491 = 48.72 \text{ cm}$$

$$d_m > d_{sh}$$

$$\text{take } d = 60 \text{ cm, } t = 65 \text{ cm}$$

Longitudinal reinforcement :

$$A_{s \text{ top}} = M/k_2 d = 63.527 \times 10^5 / 1237 \times 60 = 85.593 \text{ cm}^2$$

$$22 \phi 22$$

$$A_{s \text{ bottom}} = 28.2 \times 10^5 / 1237 \times 60 = 37.995 \text{ cm}^2$$

$$20 \phi 16$$

Transverse direction :

$$\text{Load under interior column/m} = 90/203 = 39.3 \text{ t/m}$$

$$C_1 = (2.3 + 0.4)/2 = 0.95 \text{ m}$$

$$M_1 = 39.13 \times 0.95^2/2$$

$$= 17.66 \text{ mt}$$

$$A_{s1} = 17.66 \times 10^5 / 1237 \times 60 = 23.79 \text{ cm}^2$$

$$13 \phi 16 / 1.4 \text{ m}$$

$$\text{Load under interior column/m} = 140 / 2.3 = 60.87 \text{ t/m}$$

$$C_2 = (2.3 - 0.4) / 2 = 0.95 \text{ m}$$

$$M_2 = 60.87 \times 0.95^2 / 2 = 27.47 \text{ mt}$$

$$A_{s2} = 27.47 \times 10^5 / 1237 \times 60 = 37.01 \text{ mt}$$

$$20 \phi 16 / 1.08 \text{ m}$$

لاحظ هنا أننا أخذنا مسافة d من وجهى العمود لحساب عرض الكمرة المدفونة تحت كل عمود وذلك لكثرة كمية حديد التسليح المستخدم فى الكمرات المدفونة.

Check punching for interior column ($P = 140 \text{ t}$)

$$Q_{p1} = 140 - 14.97 (1.2 \times 1.00) = 122.04 \text{ t}$$

$$q_{p1} = \frac{122.04 \times 10^3}{60 \times 2 (120 + 100)} = 4.62 \text{ kg/cm}^2 < 8 \text{ kg/cm}^2$$

Check punching for exterior column ($P = 90 \text{ t}$)

$$Q_{p2} = 90 - 14.97 (1. \times 1) = 75.1 \text{ t}$$

$$q_{p2} = \frac{75.1 \times 10^3}{60 \times 2 (100 + 100)} = 3.13 \text{ kg/cm}^2 < 8 \text{ kg/cm}^2$$

Details are shown in Fig. (6-16)

Example (6-2) :

Two interior columns each $30 \times 50 \text{ cm}$ and carries a load of 90 t and reinforced by $8 \phi 19 \text{ mm}$, are to be supported by a rectangular combined footing of width equal to 2.5 m . The distance centre to centre of columns is 4.5 m . If the net allowable pressure on soil is 1.2 kg/cm^2 , design the footing using the following data

$$q_{av} = 6 \text{ kg/cm}^2 \quad q_p = 10 \text{ kg/cm}^2, f_c = 50 \text{ kg/cm}^2, \text{ and } f_s = 1400 \text{ kg/cm}$$

Solution :

$$R = 90 \times 2 = 180 \text{ t}$$

$$A = 180 / 120 = 1.5 \text{ m}^2$$

$$\text{take } B = 2.5 \text{ m}$$

$$L = 1.5 / 2.5 = 0.6 \text{ m}$$

$$q = 180 / 2.5 \times 0.6 = 12 \text{ t/m}^2$$

Shearing force diagram :

$$Q_1 = 30 \times 0.5 = 15 \text{ t}, \quad Q_2 = 90 - 30 \times 1 = 60 \text{ t}$$

Zero shear is at mid of foundation.

Bending moment diagram :

$$M_1 = 30 \times 0.5^2 / 2 = 3.75 \text{ mt}$$

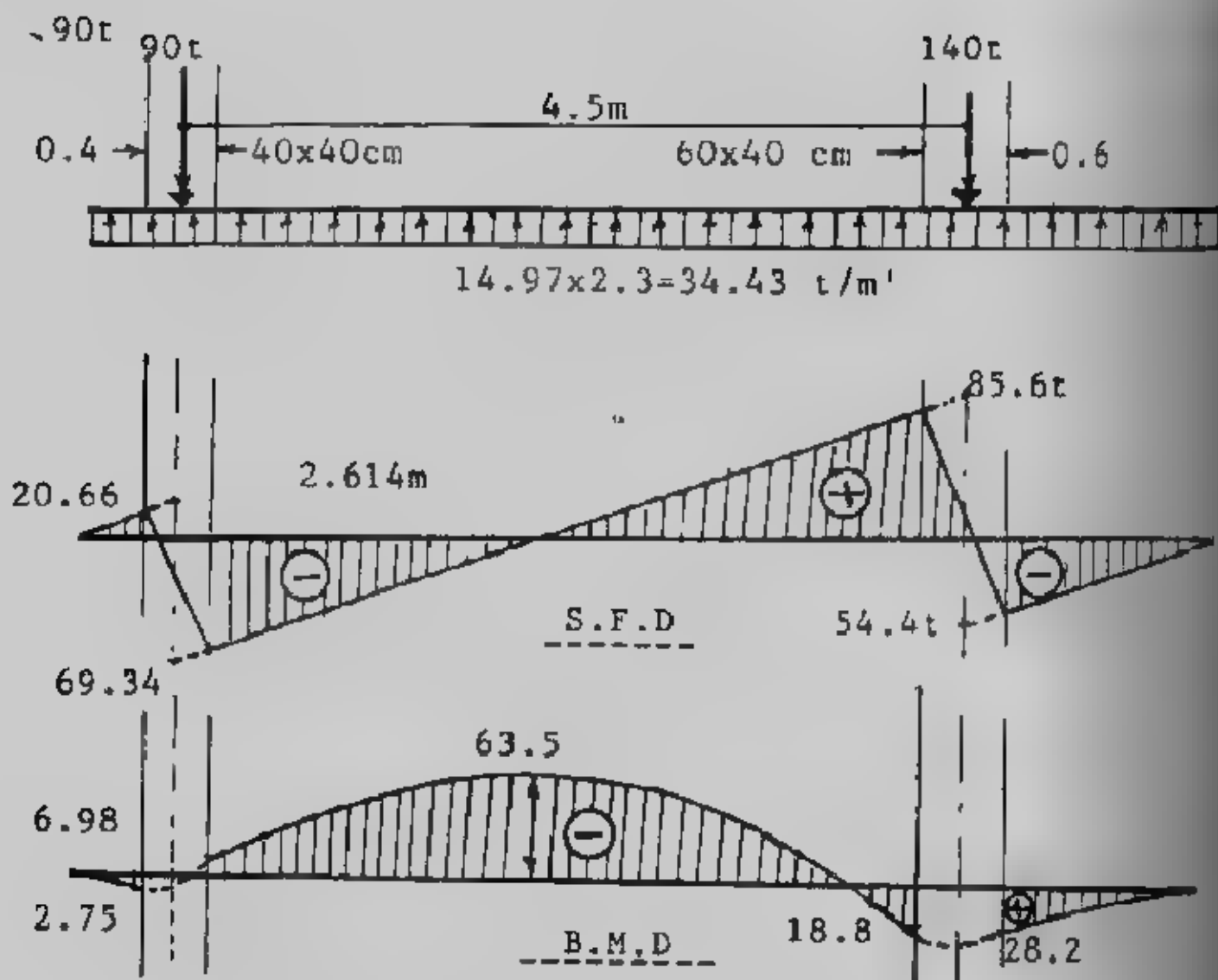
$$M_2 = 90 \times 0.25 - 30 \times 12 / 2 = 22.5 - 15 = 7.5 \text{ mt}$$

$$M_{max} = 90 \times 2.25 - 30 \times 32 / 2 = 202.5 - 135 = 67.5 \text{ mt}$$

To find d_{sh} :

$$Q_{sh} = 60 - 2.5 \times 12 d = 60 - 30 d$$

$$d_{sh} = \frac{60 - 30 d_{sh}}{60 \times 2.5}$$



شكل (١٥-٦): القص والعزم في مثال (٦-٦)

$$150 d_{ch} = 60 - 30 d_{ch}$$

$$d_{ch} = 60/180 = 0.33 \text{ m}$$

Take critical section of punching at the face of column

$$Q_p = 90 - 12 \times 0.5 \times 0.3 = 88.2 \text{ t}$$

$$d_p = \frac{88.2 \times 10^3}{10 \times 2 (30 + 50)} = 55.125 \text{ cm}$$

$$d_{ch} = 0.361 \sqrt{67.5 \times 10^5 / 250} = 59.32 \text{ cm}$$

take $t = 70 \text{ cm}$, $d = 63 \text{ cm}$

Longitudinal reinforcement

$$A_s \text{ top} = 67.5 \times 105 / 1237 \times 63 = 86.62 \text{ cm}^2$$

$$23 \phi 22$$

$$A_s \text{ bottom} = 3.75 \times 103 / 1237 \times 63 = 4.8 \text{ cm}^2$$

Take $5 \phi 13/\text{m}$ (as a minimum)

Short Direction ,

$$\text{Load } / \text{m}^2 = 90/2.5 = 3 \text{ t/m}^2$$

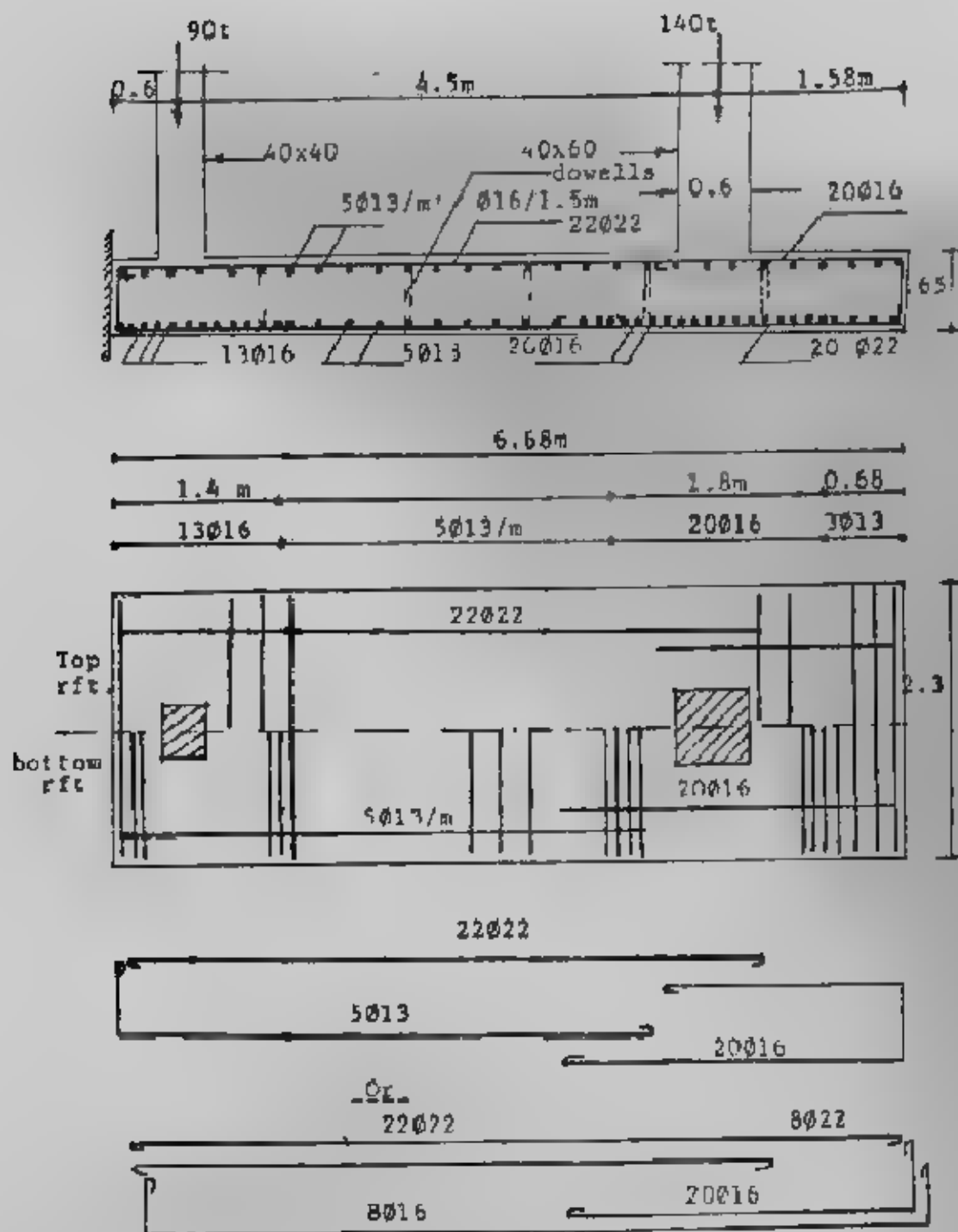
$$C_1 = C_2 = (2.5 - 0.3)/2 = 1.1 \text{ m}$$

$$M_1 = M_2 = 36 \times 1.12/2 = 21.78 \text{ mt/m}^2$$

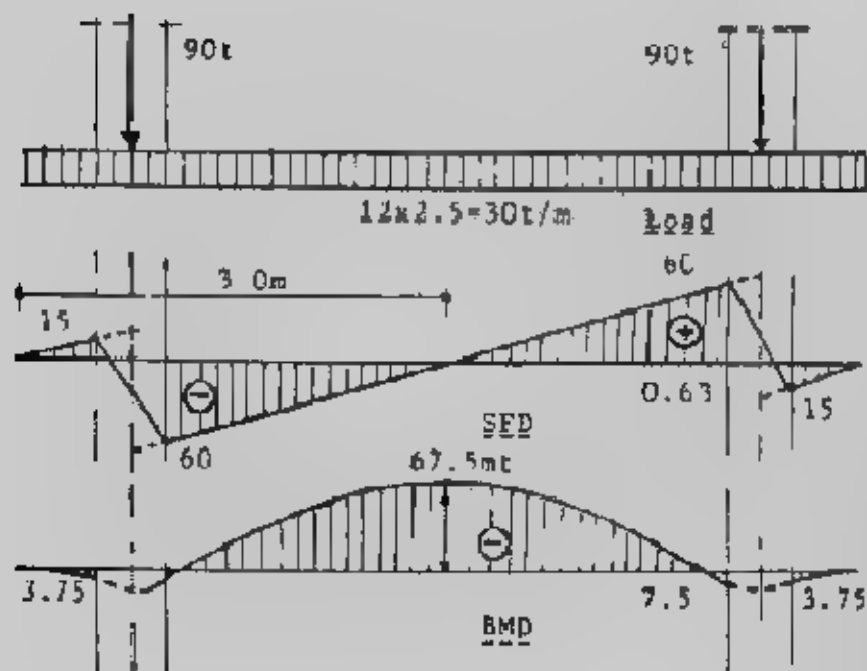
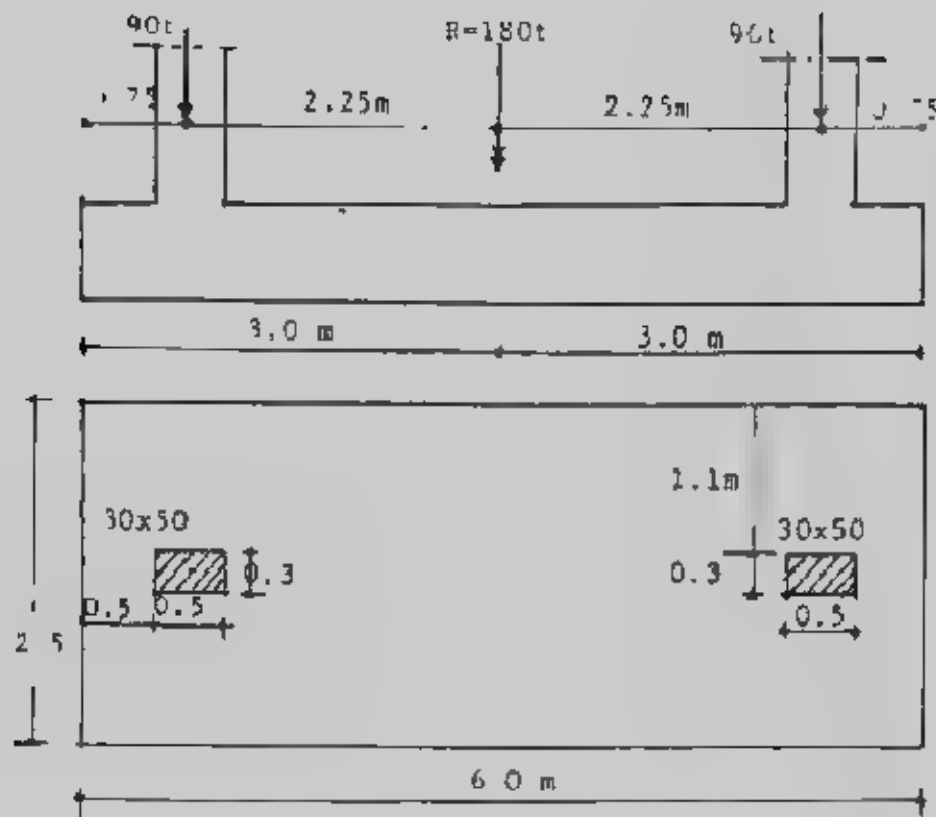
$$A_{s1} = A_{s2} = 21.78 \times 105 / 1237 \times 63 = 27.94 \text{ cm}^2$$

$$14 \phi 16/163 \text{ cm}$$

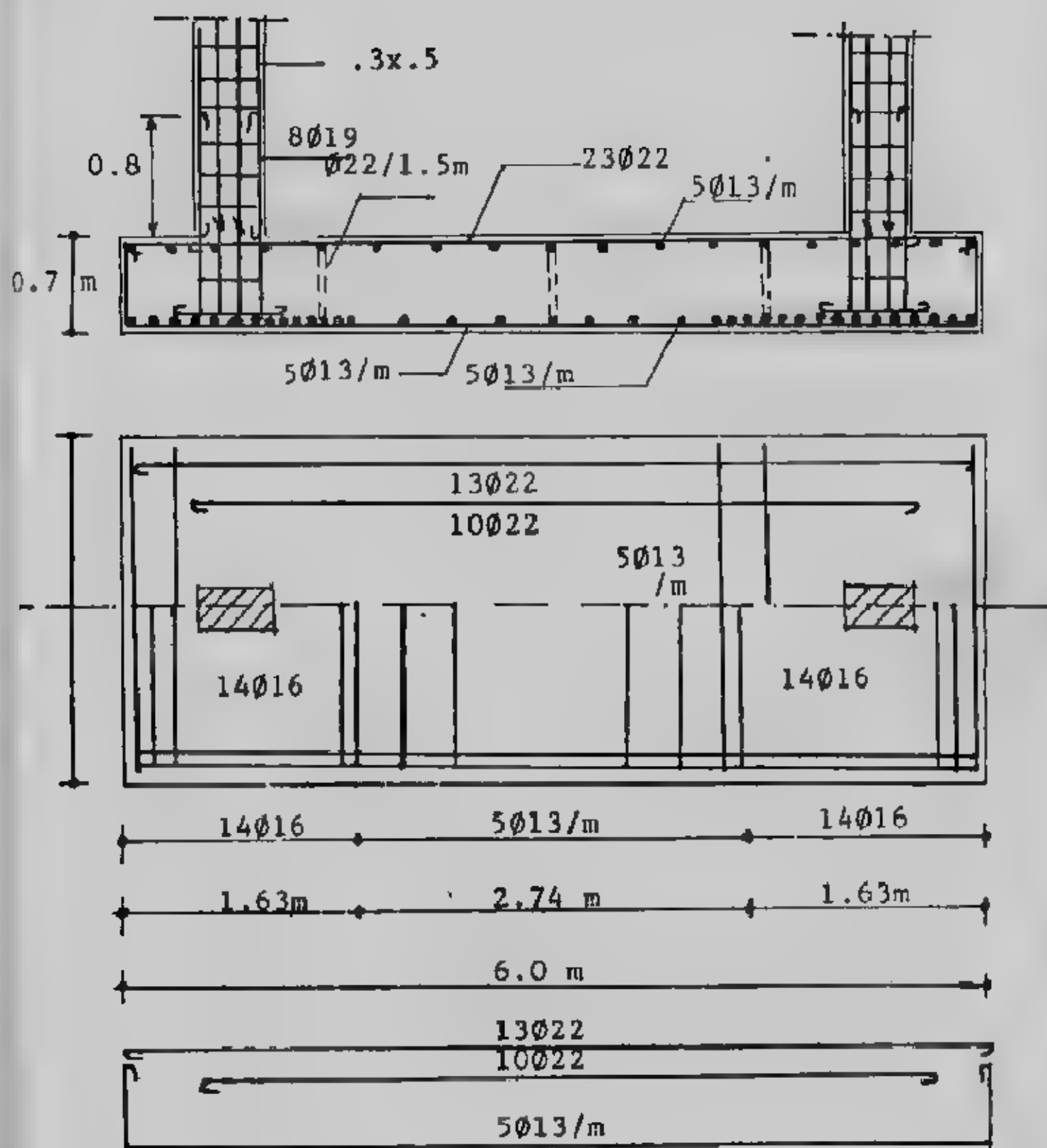
Design details are shown in Fig (6-18)



شكل (١٦-٦) : أبعاد وتفاصيل التسليح لمثال (٧-٦)



شكل (٦-١٧) : الأبعاد والقوى الداخلية في مثال (٦-٣)



شكل (١٨-٦) : تفاصيل التسليح لمثال (٦-٦)

Example (6-3):

Redo example (6-3) using plain concrete 40 cm thickness Data $f_c = 65 \text{ kg/cm}^2$, $f_t = 2000 \text{ kg/cm}^2$, $q_{ah} = 9 \text{ kg/cm}^2$, $q_p = 9 \text{ kg/cm}^2$, $k_1 = 0.324$ and $k_2 = 1782$
 $q_p = 9 \text{ kg/cm}^2$, $k_1 = 0.324$ and $k_2 = 1782$

Solution :

$$R = 90 + 140 = 230 \text{ t}$$

$$230 \times = 140 (4.5)$$

$$x = 2.74 \text{ m}$$

$$L_{pc} = 2 (2.74 + 0.2 + 0.4) = 6.68 \text{ m}$$

$$A_{pc} = 230/15 = 15.333 \text{ m}$$

$$B_{pc} = 15.333 / 6.68 = 2.295 \text{ taken } 2.3 \text{ m}$$

$$q = 230 / 2.3 \times 6.68 = 14.97 \text{ t/m}^2$$

$$c = t \sqrt{1.33 / q_a} = 0.4 \sqrt{1.33 / 15} = 0.38 \text{ m} \quad \text{taken } 0.4 \text{ m}$$

$$L_{Rc} = 6.68 - 0.4 = 6.28 \text{ m}$$

$$B_{Rc} = 2.3 - 2 \times 0.4 = 1.5 \text{ m}$$

Contact stress between plain concrete and reinforced concrete

$$= 230 / 6.28 \times 1.5 = 24.42 \text{ t/m}^2 < 50 \text{ t/m}^2 \quad \text{o.k.}$$

The eccentricity $e = (6.28 / 2) - (0.4 + 0.2 + 2.74) = 0.2 \text{ m}$

$$q_1' = \frac{230}{6.28 \times 1.5} \left(1 \pm \frac{6 \times 0.2}{6.28} \right)$$

$$= 24.42 (1 \pm 0.19)$$

$$q_1 = 29.06 \text{ t/m}^2$$

$$q_2 = 19.78 \text{ t/m}^2$$

The maximum field moment M_{max} lies at point of zero shear which lies at a distance x' from the left edge of the footing :

$$19.67 x' - (43.59 - 29.67) x' / 6.28 \cdot x' / 2 = 90$$

$$29.67 x' + 1.11 x'^2 = 90$$

$$x' = 2.75 \text{ m}$$

$$M_{max} = 90 (2.75 - 0.6) - 29.67 \times 2.75 / 2 - (43.59 - 29.67) 2.75 / 6.28 \times 2.75 / 3$$

$$= 75.72 \text{ mt} = 75.72 / 1.5 = 50.48 \text{ mt/m}$$

$$M_1 = 29.67 \times 0.4^2 / 2 + (43.59 - 29.67) 0.4 / 6.28 \times 0.4 / 3 = 2.26 \text{ mt}$$

$$M_2 = 90 \times 4.8 + 140 \times 0.3 - 29.67 \times 5.4^2 / 2 + (43.59 - 29.67) 5.4 / 6.28 \times 5.4 / 3$$

$$= 19.87 \text{ mt}$$

$$dm = 0.324 \sqrt{\frac{75.72 \times 100000}{150}} = 72.8 \text{ cm}$$

take $t = 80 \text{ cm}$,

$$d = 73 \text{ cm}$$

shearing forces,

$$Q_{a1} = 29.67 \times 0.4 + (43.59 - 29.67) 0.4 / 6.28 \times 0.4 / 2$$

$$= 29.67 \times 0.4 + 1.11 \times 0.42 = 12.31 \text{ t}$$

$$Q_{a3} = 29.67 \times 4.8 + 1.11 \times 4.82 - 90 = 77.99 \text{ t}$$

$$Q_{a2} = 29.67 \times 5.4 + 1.11 \times 5.42 - 90 - 140 = -37.41 \text{ t}$$

$$Q_{a4} = 29.67 \times 0.8 + 1.11 \times 0.82 - 90 = -37.55 \text{ t}$$

Critical section of shear is at d from the face of interior column

$$Q_s = 29.67 \times 4.07 + 1.11 \times 4.072 - 90 = 49.14 \text{ t}$$

$$q_s = \frac{49.14 \times 10^3}{150 \times 73} = 4.49 \text{ kg/cm}^2 < 9 \text{ kg/cm}^2$$

Longitudinal reinforcement

$$A_{s, \text{top}} = \frac{75.72 \times 100000}{73 \times 1782} = 58.2 \text{ cm}^2 \quad 16 \phi 22$$

$$A_{s, \text{bottom}} = \frac{19.87 \times 100000}{73 \times 1782} = 15.27 \text{ cm}^2 \quad 8 \phi 16$$

Transverse Direction :

$$\text{Load under exterior column/m} = 90/1.5 = 60 \text{ t/m}$$

$$C_1 = (1.5 - 0.4) / 2 = 0.55 \text{ m}$$

$$M_1 = 60 \times 0.55^2 / 2 = 9.075 \text{ mt}$$

$$d' = 73 - 2.2 - 1.3 / 2 = 70.15 \text{ cm}$$

$$A_{s1} = \frac{9.075 \times 100000}{70.15 \times 1782} = 7.26 \text{ cm}^2$$

take $6 \phi 13/1.13 \text{ m}$

$$\text{Load under interior column/m} = 140/1.5 = 93.33 \text{ t/m}$$

$$M_2 = 93.33 \times 0.55^2 / 2 = 14.12 \text{ mt}$$

$$d' = 73 - 2.2 - 1.6 / 2 = 70 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{14.12 \times 100000}{70 \times 1782} = 11.32 \text{ cm}^2$$

take $6 \phi 16/1.13 \text{ m}$

$$A_{s, \text{min}} = 0.0002 \times 73 \times 100 = 14.6 \text{ cm}^2 \quad 11 \phi 13/\text{m}$$

take $6 \phi 13/\text{m}$ upper and $6 \phi 13/\text{m}$ lower.

لاحظ هنا أننا أخذنا $d/2$ من وجهى العمود لحساب عرض الكمرات المدفونة تحت كل عمود وذلك لقلة الحديد المستخدم فى هذه الكمرات المدفونة.

Check punching :

Check punching should be checked on a perimeter section a distance $d/2$ around the column

$$Q_{p1} = 90 - 21.0 (0.4 + 0.73)^2 = 66.27 \text{ t}$$

$$q_{p1} = \frac{66.27 \times 1000}{73 \times 4(40 + 73)} = 2.01 < 9 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{ok}$$

$$Q_{p2} = 140 - 27.32 (0.4 + 0.73) (0.6 + 0.73) = 98.94 \text{ t}$$

$$q_2 = \frac{98.94 \times 1000}{73 \times 2[(40 + 73) + (60 + 73)]} = 98.94 \text{ t}$$

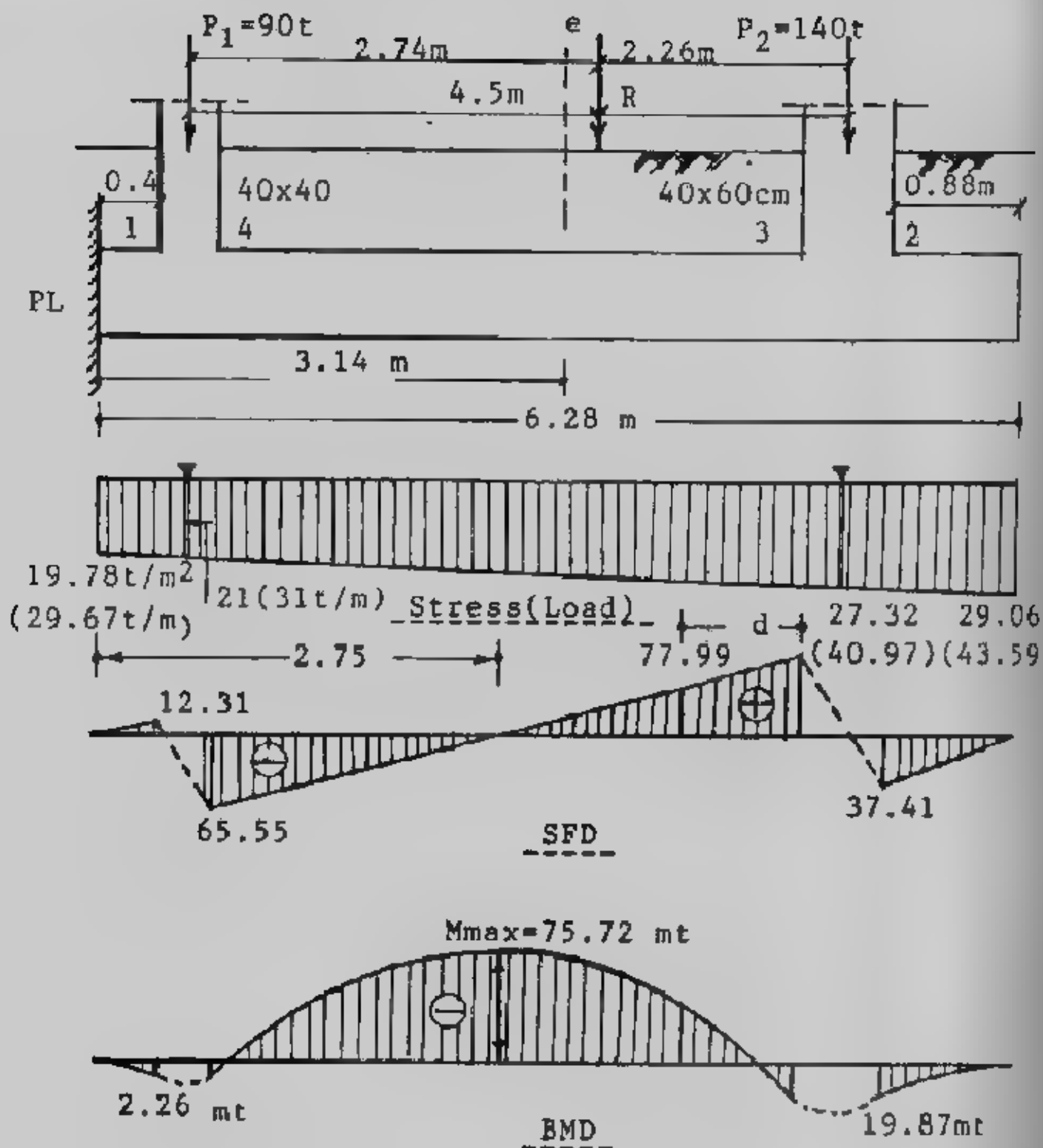
Details of design are shown in Fig. (6-20)

تصميم القواعد المشتركة شبه المنحرف

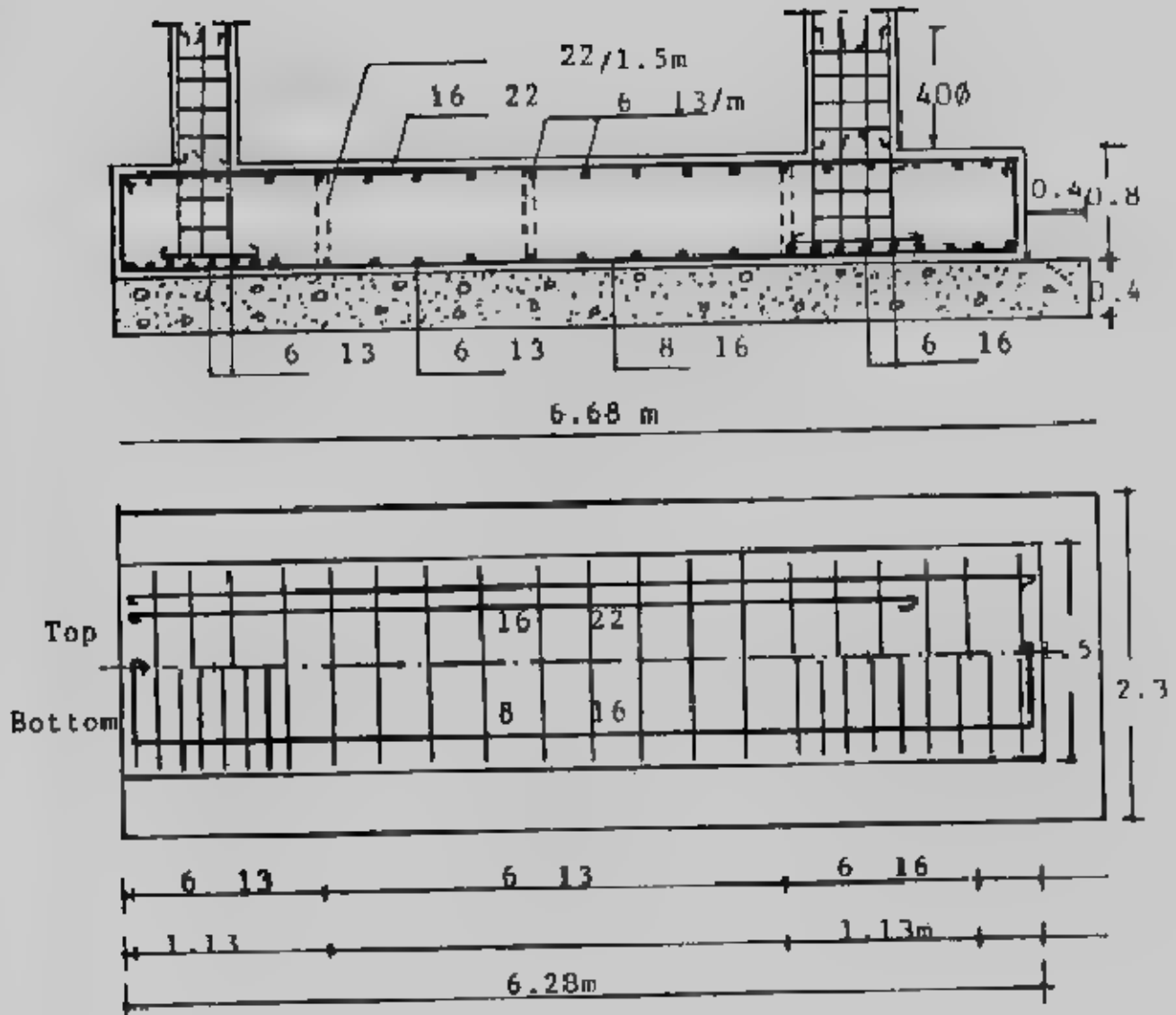
Combined Trapezoidal Footings

عند تصميم القواعد المشتركة وحجبها يكون حمل العمود الخارجى أكبر من حمل العمود الداخلى فإن القواعد المشتركة المستطيلة لا تصلح فى هذه الحالة، وكذلك حينما يكون حد الملكية أو أى مانع آخر مجاور للعمودين الغير متساويين فى الأحمال شكل

(٢١-٦)



شكل (٦-١٩) الأبعاد والقوى الداخلية.



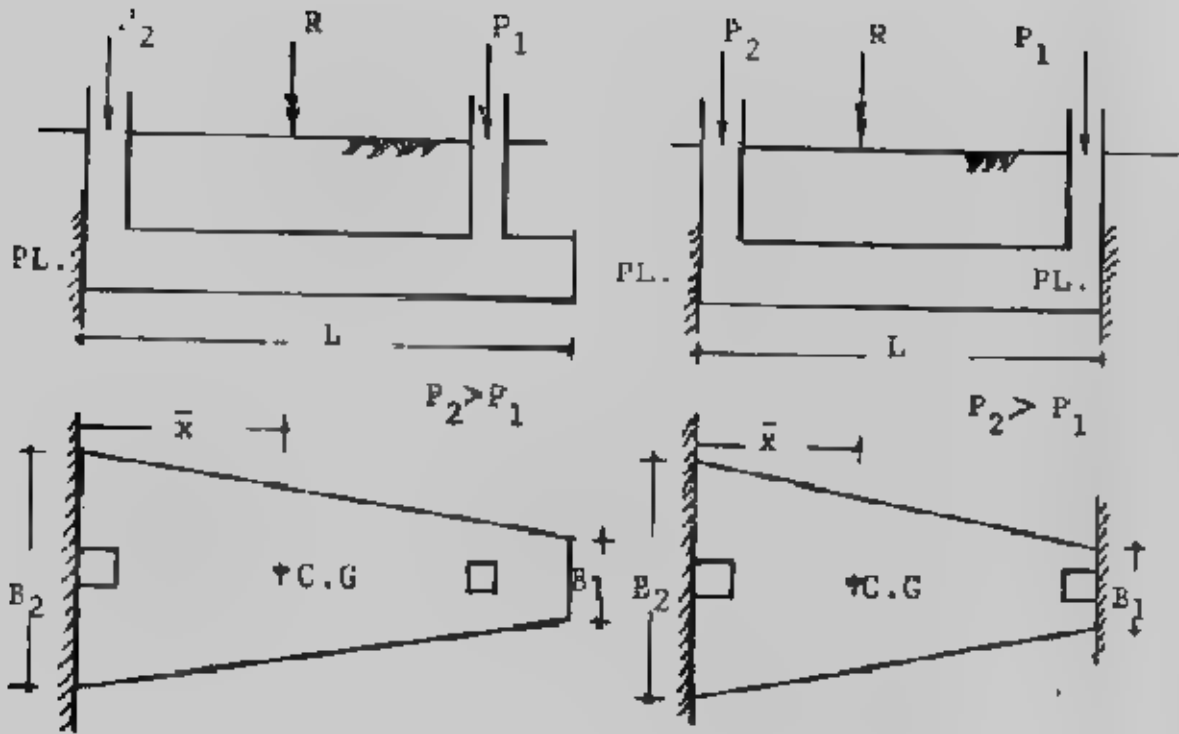
شكل (٦-٢٠) تفاصيل التسليح .

ولصمان توزيع الاجهادات بانتظام على التربة فإن محصلة الأحسن يجب أن تقع في مركز مساحة شبه المنحرف ولذلك تعين مساحة القاعدة من :

$$A = R/q_{na} \quad \text{or} \quad A = R_T / q_a$$

ومن هندسة شكل شبه المنحرف نحد أن :

$$\frac{x}{L} = \frac{2B_1 + B_2}{3(B_1 + B_2)}$$



شكل (٦-٢١) استخدام القواعد المشتركة شبه المنحرف

$$A = \left(\frac{B_1 + B_2}{2} \right) L$$

ومن المعادلتين السابقتين يمكن تعيين المجهولين B_1 , B_2 علماً بأن طول القاعدة L قيمة محددة أو مفروضة حسب حالة الأعمدة والموقع.

$$B_1 = \frac{2A}{L} \left(\frac{3\bar{x}}{L} - 1 \right), \quad B_2 = \frac{2A}{L} - B_1$$

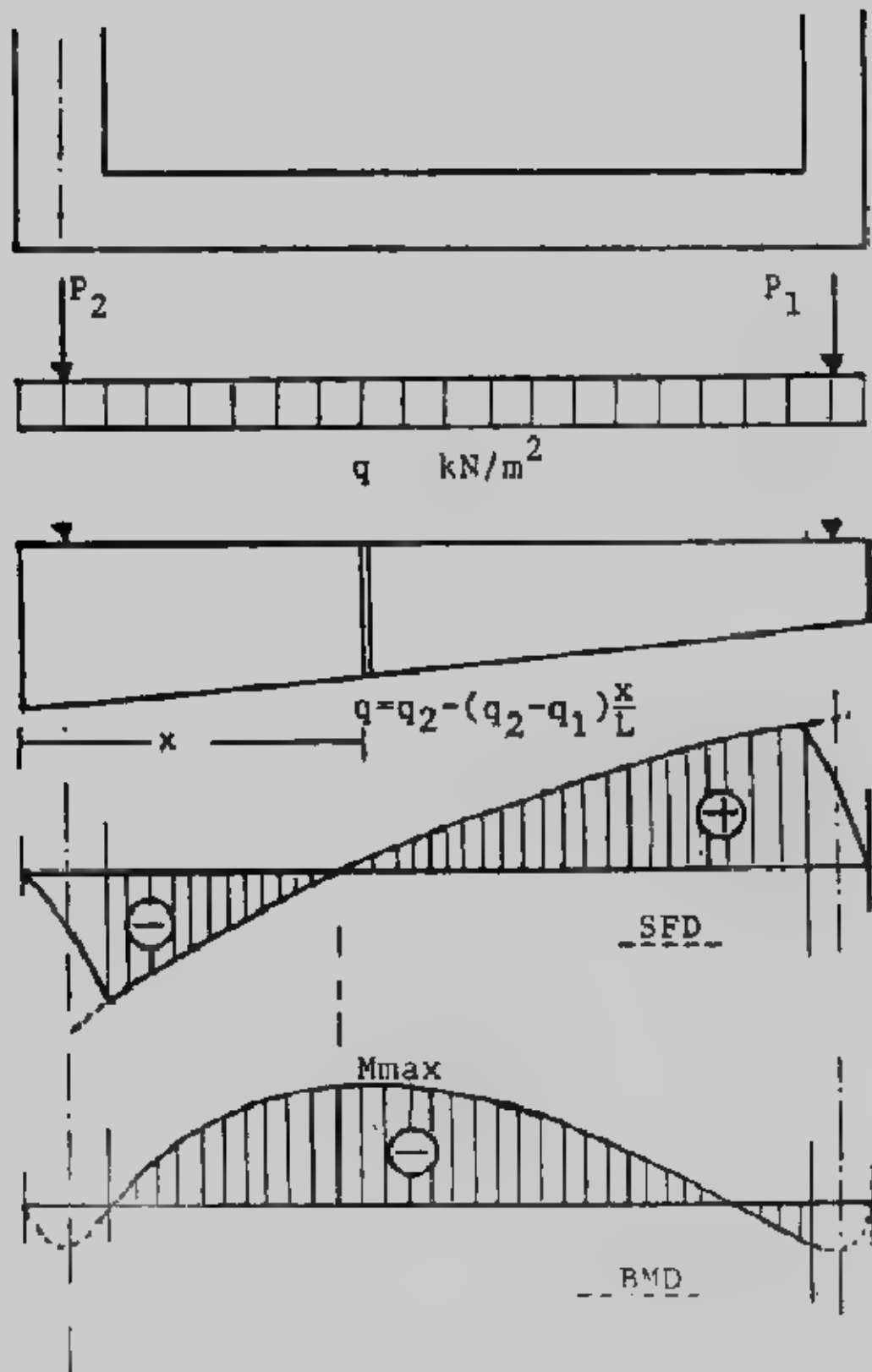
وتستكمل باقي خطوات التصميم كما في القواعد المشتركة المستطيلة مع مراعاة الآتي :

- رغم أن توزيع الاجهادات على التربة منتظمة لأن محصلة الأحمال تقع في مركز القاعدة إلا أنه عند تصميم القاعدة في الاتجاه الطولي فإن هذه الاجهادات تعطى حملاً خطياً مائلاً (الخط منحني من الدرجة الأولى) وتعطى في القص منحني من الدرجة الثانية وفي العزوم منحني من الدرجة الثالثة.

• يفضل لتسهيل الحل وضع الحمل الناتج عن اجهادات التربة على القاعدة في صورة

معادلة لحساب الحمل q عند أي مقطع على مسافة x من ناحية القاعدة الكبرى B_2

$$q = q_2 - (q_2 - q_1) x / L$$



شكل (٢٧-٦) : الأحمال والقوى الداخلية

وبإجراء التكامل على هذه المعادلة تنتج معادلة لتعيين القص :

$$Q = \int_0^x q dx = q_2 x (q_2 - q_1) x^2 / 2L + C$$

وثابت التكامل هنا يعادل حمل العمود الموجود بين المقطع وبين القاعدة الكبرى B_2 ومن المعادلة السابقة يمكن تعيين مكان القص لصفرى بوضع $Q = 0$ في هذه المعادلة.

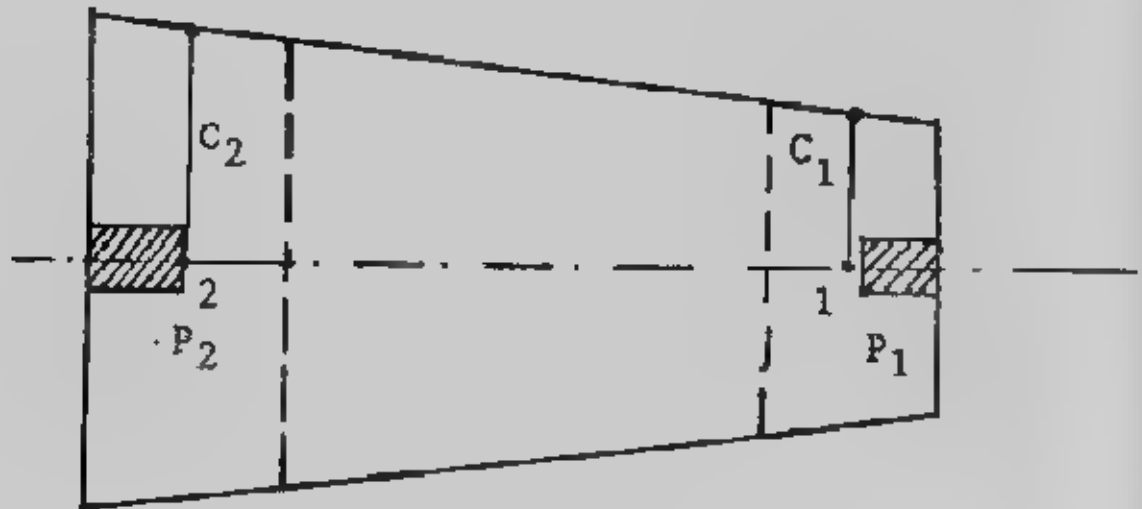
وبإجراء التكامل لمعادلة القص ينتج لنا العزوم

$$M = - \int_0^x Q dx = -(q_2 x^2 / 2 - (q_2 - q_1) x^3 / 6L) + Cx$$

حيث ثابت التكامل هنا مساويا للصفر وما زال C في المعادلة السابقة تميل حمل العمود بين المقطع والقاعدة الكبرى B_2 كما أن x المجاورة تمثل ذراع لعزم للعمود حول المقطع تحت الاعتبار.

• عند تعيين العمق المقاوم للعزم يؤخذ عرض الأساس المقابل للمقطع المعرض الأكبر عزم عند القص الصفرى.

• عند حساب العزوم العرضية M_1, M_2 تؤخذ المسافات C_1, C_2 في منتصف عرض الكمرات العرضية شكل (٦-٢٣).



شكل (٦-٢٣) ذراع العزوم العرضية

Example (6-4):

Two columns 45 x 45 and 30 x 30 cm carrying loads 80 and 50 t. The distance centre to centre of columns is 4.25 m. Design a trapezoidal combined footing if the net allowable soil pressure is 1.2 kg/cm². The footing should not project beyond the outer faces of the columns. Take $f_c = 50$ kg/cm², $f_s = 1400$ kg/cm², $q_{u0} = 6$ kg/cm² and $q_{u1} = 8$ kg/cm².

Solution :

The length of footing $L = 4.25 + 0.15 + 0.225 = 4.625$ m

$$R = 80 + 50 = 130 \text{ t}$$

Moment about column (2):

$$X_1.130 = 50 \times 4.25$$

$$X_1 = 50 \times 4.25 / 130 = 1.635 \text{ m}$$

$$\bar{X} = 1.635 + 0.225 = 1.86 \text{ m}$$

$$A = 130/12 = 10.833 \text{ m}^2$$

$$\bar{X} = 1.86 = \frac{4.625}{3} \times \frac{2 B_1 + B_2}{B_1 + B_2} \quad (1)$$

$$A = 10.833 = \frac{B_1 + B_2}{2} \times 4.625 \quad (2)$$

By solving equations 1 and 2 we get ;

$$B_2 = 3.72 \text{ m}, \quad B_1 = 0.97 \text{ m}, \text{ Fig. (6-24)}$$

Long Direction :

$$q_1 = 0.97 \times 12 = 11.64 \text{ t/m}$$

$$q_2 = 3.72 \times 12 = 44.6 \text{ t/m}$$

The stress per metre (as a load) at any distance (x) from B_1 ;

$$q_x = 44.64 - X/4.625 (44.64 - 11.64)$$

$$q_x = 44.64 - 7.136 x \quad \text{(load equation)}$$

$$\text{at } x = 0.45 \text{ m}, Q = 44.64 (0.45) - 3.568 (0.45)^2 - 80 = -60.63 \text{ t}$$

$$\text{at } x = 6.475 \text{ m}, Q = 44.64 (6.475) - 3.568 (6.475)^2 - 80 = +59.45 \text{ t}$$

To find the location of zero shear

$$Q = 0 = 44.64 x - 3.568 x^2 - 80$$

$$\therefore 3.568 x^2 - 44.64 x + 80 = 0$$

Solving this equation gives $x = 2.168 \text{ m}$

To get Bending moment diagram

$$M = \int_0^x Q dx = (44.64 x^2 / 2 + 7.136 x^3 / 6) + Cx$$

$$M = - (22.32 x^2 + 1.189 x^3) + Cx \quad \text{(bending equation)}$$

$$\text{at } x = 0.45 \text{ m}, M = - [22.32 (0.45)^2 + 1.189 (0.45)^3] + 80 (0.225) = 13.59 \text{ mt}$$

$$\text{at } x = 3.0 \text{ m}, M = - [22.32 (3)^2 + 1.189 (3)^3] + 80 (2.775) = 53.22 \text{ mt}$$

$$\text{at } x = 4.325 \text{ m}, M = - [22.32 (4.325)^2 + 1.189 (4.325)^3] + 80 (4.1) = 6.68 \text{ mt}$$

$$\text{at } x = 4.00 \text{ m}, M = - [22.32 (4)^2 + 1.189 (4)^3] + 80 (3.775) = 20.98 \text{ mt}$$

$$\text{at } x = 2.168 \text{ m}, M_{\text{max}} = - [22.32 (2.168)^2 + 1.189 (2.168)^3] + 80 (1.943) = 62.43 \text{ mt}$$

$$B \text{ at max bending moment} = 0.97 + 2.75 \frac{(4.625 - 2.168)}{4.625} = 2.43 \text{ mt}$$

$$d_m = 0.361 \sqrt{\frac{62.65 \times 10^5}{243}} = 57.96 \text{ cm}$$

take $t = 65 \text{ cm}$, $d = 58 \text{ cm}$

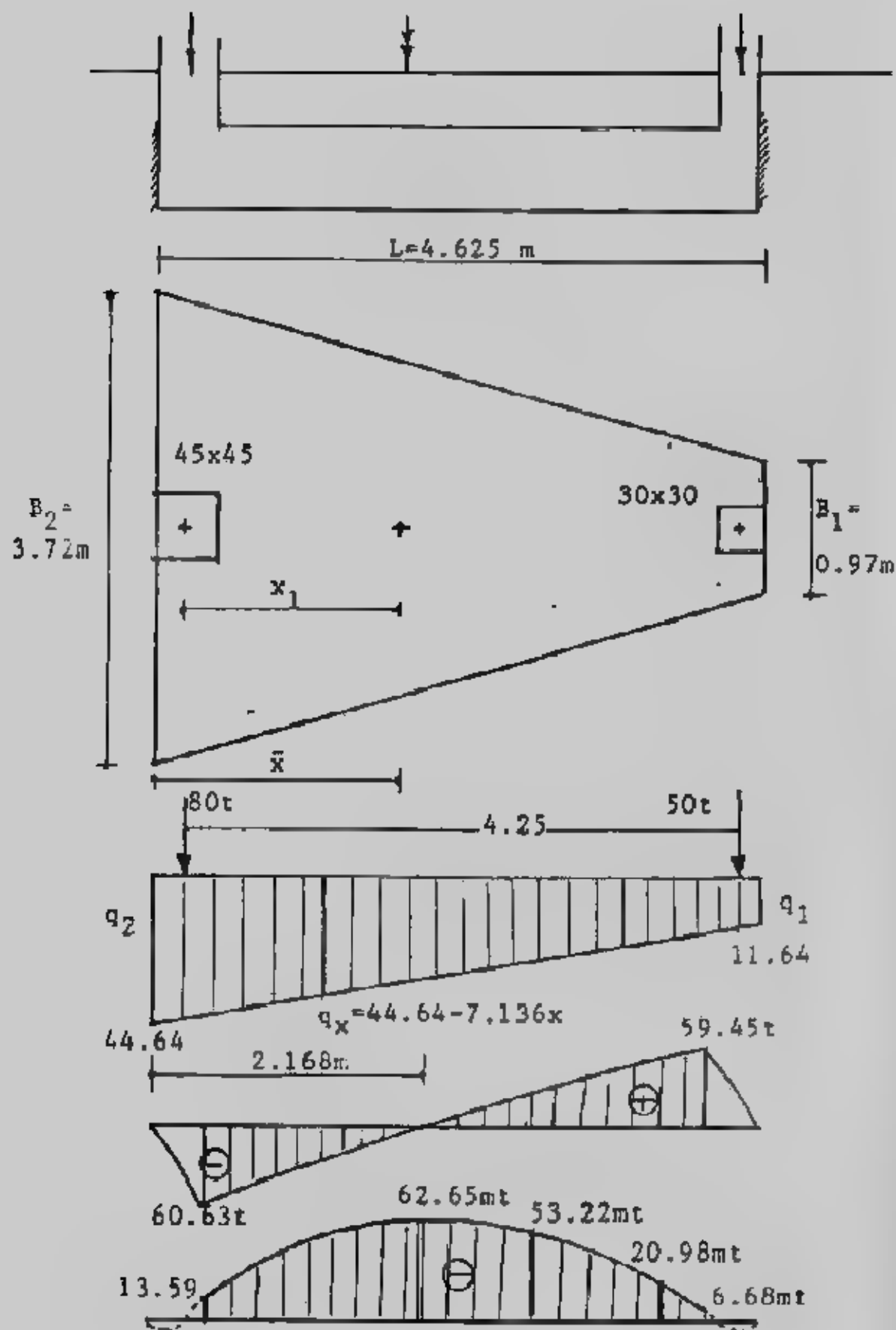
Check punching :

$$Q_{p1} = 50 - 12 (0.88 \times 0.59) = 43.77 \text{ t}$$

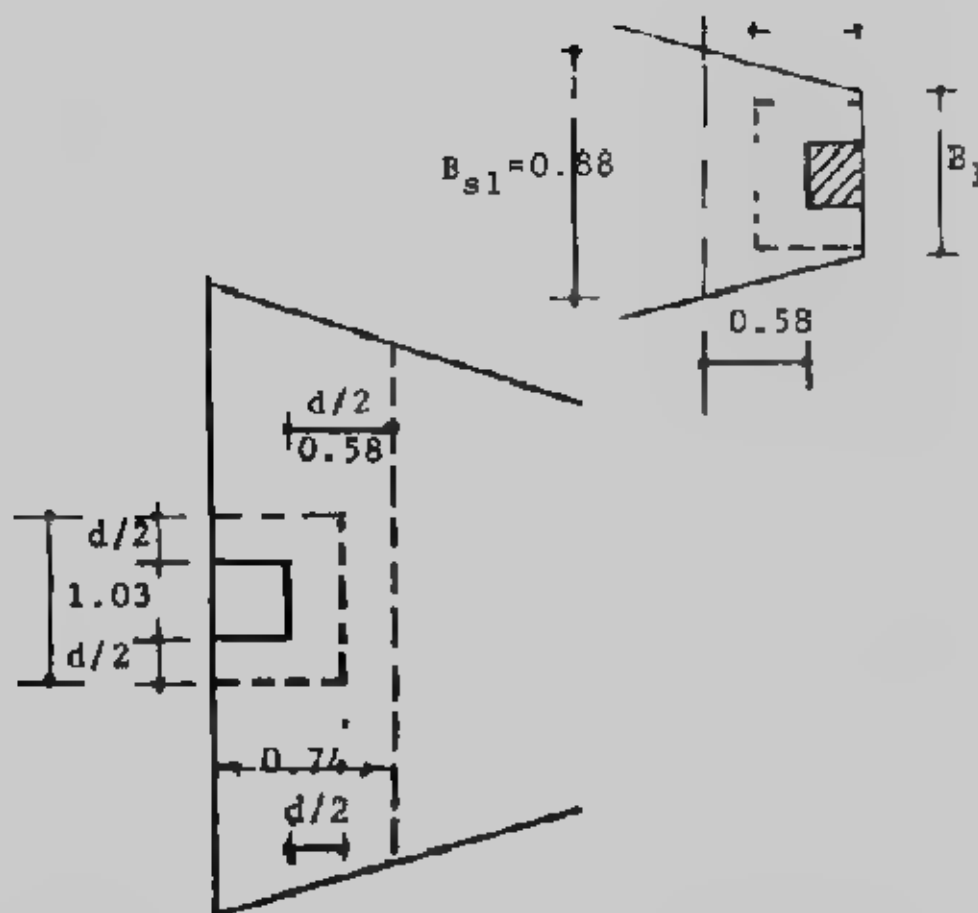
$$q_{p1} = \frac{43.77 \times 1000}{58 (2 \times 59 + 88)} = 3.66 < 8 \text{ kg/cm}^2$$

$$Q_{p2} = 80 - 12 (1.03 \times 0.775) = 69.77 \text{ t}$$

$$q_{p2} = \frac{69.77 \times 1000}{58 (2 \times 77.5 + 103)} = 4.68 < 8 \text{ kg/cm}^2$$



شكل (٦-٢٤) : مثال (٦-٣)



شكل (٦-٢٥) المقطع الحرج للنقص الثقاب والتقص

Check shear :

Width of footing B_{s1} and d from the Column (1):

$$B_{s1} = 0.97 + 2.75 \frac{0.88}{4.625} = 1.49 \text{ m}$$

$$Q_{s1} = 44.64 (4.625 - 0.88) - 3.568 (4.625 - 0.88)^2 - 80 = 37.14$$

$$q_{s1} = \frac{37.14 \times 1000}{58 \times 149} = 4.3 < 6 \text{ kg/cm}^2$$

for column (2)

$$B_{s2} = 0.97 + 2.75 \frac{(4.625 - 1.03)}{4.625} = 3.11 \text{ m}$$

$$Q_{s2} = 44.64 \times 1.03 - 3.568 \times 1.03^2 - 80 = 37.81$$

$$q_{s2} = \frac{37.81 \times 1000}{58 \times 311} = 2.1 < 6 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_{s \text{ max}} = \frac{62.65 \times 10^3}{58 \times 1237} = 87.32 \text{ cm}^2$$

use 23 ϕ 22

$$A_s \text{ at } 3 \text{ m} = \frac{53.22 \times 10^3}{58 \times 1237} = 74.18 \text{ cm}^2$$

use 17 ϕ 22

$$A_s \text{ at } 4 \text{ m} = \frac{20.98 \times 10^3}{58 \times 1237} = 29.24 \text{ cm}^2$$

use 8 ϕ 22

Short Direction

Column

Width of beam at column (2) = 0.45 + 0.58 = 1.03 m

Average length of the beam at middle of the column

$$= 0.97 + 2.75 \frac{0.88}{4.625} = 1.41 \text{ m}$$

Load per metre of the beam = $80/3.41 = 23.46 \text{ k/m}$

$$M = \frac{23.46[(3.41 - 0.42)/2]^2}{2} = 26.22 \text{ mt}$$

$$d = 58 - \frac{2.2}{2} - \frac{2.2}{2} = 55.8 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{26.22 \times 10^3}{1237 \times 55.8} = 37.99 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 58 \times 103 \times 0.002 = 11.95 \text{ cm}^2 \quad \text{use } 10 \phi 22$$

Column (1)

Width of beam at column (1) = $0.30 + 0.58 = 0.88 \text{ m}$

Average length of the beam at middle of the 0.88

$$= 0.97 + 2.75 \frac{0.88}{4.625} = 1.49 \text{ m}$$

Load/m of the beam = $50/1.49 = 33.56 \text{ k/m}$

$$M = \frac{33.56[(1.49 - 0.3)/2]^2}{2} = 5.94 \text{ mt}$$

$$A_s = \frac{5.94 \times 10^3}{1237 \times 55.8} = 8.61 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 58 \times 149 \times 0.002 = 17.28 \text{ cm}^2 \quad \text{take } 5 \phi 22$$

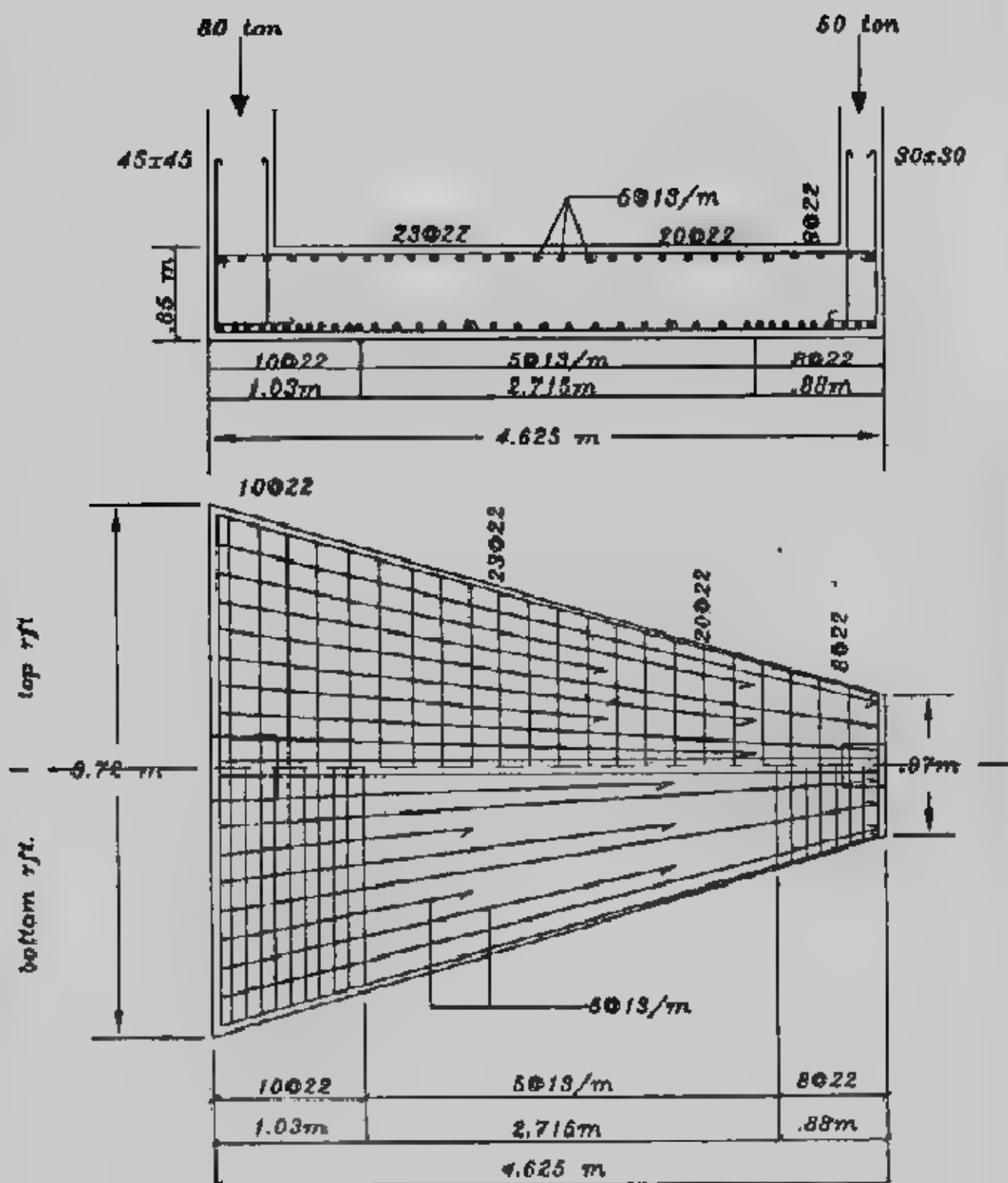
$$A_{s \text{ min}} \text{ in other parts} = 58 \times 100 \times 0.002 = 11.6$$

take $10 \phi 13$ (13.27 cm^2) $5 \phi 13$ upper and $5 \phi 13$ lower

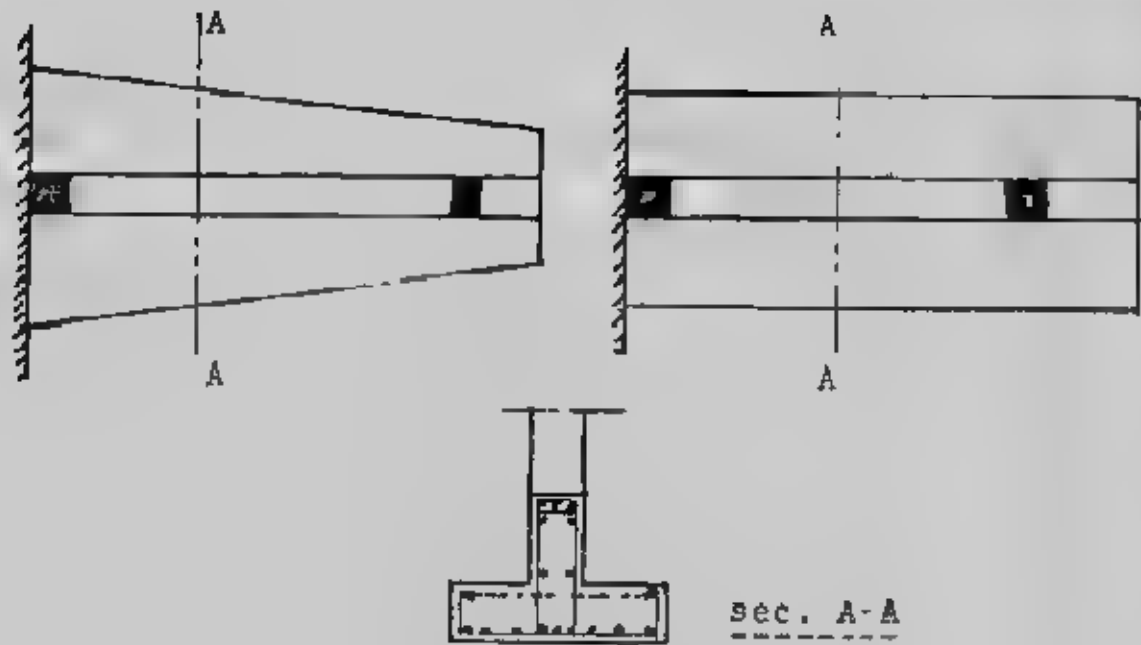
Details of design are shown in Fig. (6-26)

حالة خاصة من القواعد المشتركة المستطيلة وشبه المنحرف :

في القواعد المشتركة المستطيلة أو شبه المنحرف يمكن إضافة كمرة rib رابطة للعمودين وجزء منها مدفون في القاعدة. شكل (٦-٢٧). وهذه الكمرة تحول القاعدة المشتركة إلى قاعدة شريطية strip footing وتحمل هذه الكمرة العبء الأكبر في الأساس. ولذا يجب العناية التامة بتصميم هذه الكمرة حيث أنها تتحمل العزوم في الاتجاه الطولي. تصمم الكمرة كمقطع على شكل حرف T مقلوب بينما تصمم بلاطة الأساس على أنها أساس شريطية Strip footing. ويمكن أن يطلق على هذه القواعد تسمية "القواعد المشتركة الشريطية" وينطبق على تصميمها خطوات تصميم القواعد الشريطية التي أوردناها بالتفصيل في الباب السابق.



شكل (٦-٧) : تفاصيل التسليح والأبعاد.



شكل (٦-٢٧) : قواعد مشتركة بكمرة (أساسات شريطية)

تصميم القواعد المشتركة بطريقة الإجهادات القصوى :

Design of Combined Footings by Ultimate Stresses Method :

تتلخص خطوات تصميم القواعد المشتركة بطريقة الإجهادات القصوى فيما يلي :

١- توقيع نقطة تأثير محصلة الأحمال على القاعدة.

٢- حساب المساحة التي تحقق جهد التربة Soil pressure حيث :

$$q = R/A$$

عندما تكون محصلة الأحمال R في مركز مساحة القاعدة.

$$q = \frac{R}{A} \left(1 \pm \frac{6e}{L}\right)$$

٣- تحويل الأحمال إلى الأحمال القصوى من المعاملات :

$$U = 1.4 D + 1.7 L$$

$$U = 0.75 [1.4 D + 1.7 L + 1.7 (\text{Wind or Earthquake})]$$

٤- باستخدام الأحمال القصوى تحسب القيمة القصوى لجهد التربة q_u .

٥- باستخدام القيم القصوى للأحمال ولجهد التربة يرسم القص وعزم الانحناء مع أخذ

أحمال الأعمدة كأحمال مركزة في مراكز الأعمدة.

٦- تعيين عمق الأساس من :

أ القص الأحادي wide beam type shear المبني على أن الإجهادات المسموح بها للخرسانة في القص هي :

$$V_c (MN/m^2) = 0.17 \sqrt{f_c} (MN/m^2)$$

كما أن إجهادات القص الفعلية تحسب على بعد d من وجه العمود :

$$V_u = \frac{Q_u}{bd}$$

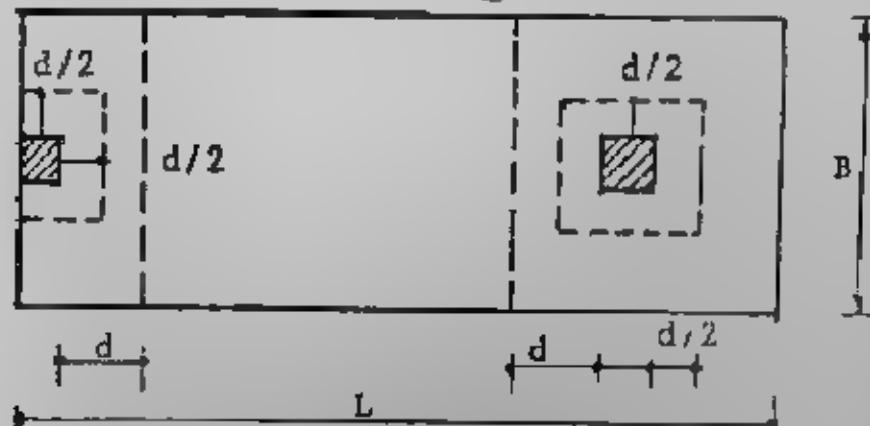
ب من الشد القطري Diagonal Tension (القص الثاقب Punching shear) شكل (٦-٢٨) المبني على أن الإجهادات المسموح بها للخرسانة في القص :

$$V_c (MN/m^2) = 0.34 \sqrt{f_c} (MN/m^2)$$

$$V_u = \frac{Q_u}{bd}$$

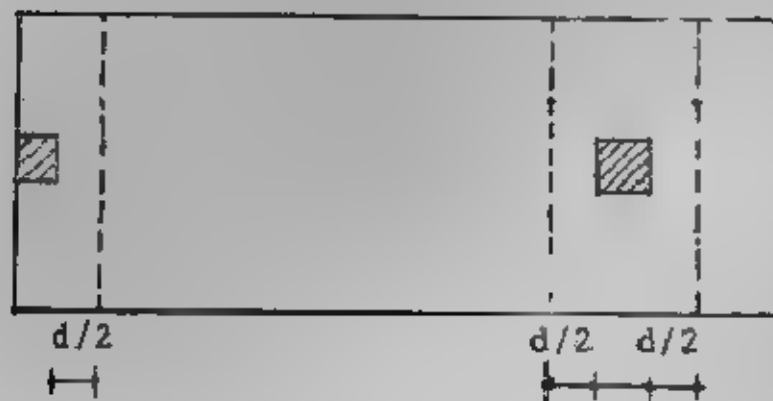
كما أن إجهادات القص الفعلية تحسب من :

ويجب ذلك لكل عمود بمسافة $d/2$ من جميع الجهات (القص الثاقب) . ويجب أن تكون الإجهادات الفعلية للقص أقل من المسموح بها .



شكل (٦-٢٨) : المقاطع الخرجية للقص والقص الثاقب

ويؤخذ الحديد العرضي في باقي الأماكن بالنسبة الأدنى لمقاومة الشكاش .



شكل (٦-٢٩) : عرض الكمرات العرضية المدفونة

Example (6-5):

Design a rectangular combined footing using the ultimate stresses method given

$$f_c = 24 \text{ MN/m}^2, f_y = 420 \text{ MN/m}^2, q_{ult} = 170 \text{ kN/m}^2 \text{ columns spacing} = 5 \text{ m}$$

$$\text{Column 1 : } 0.40 \times 0.40 \text{ m, } D = 600 \text{ kN, } L = 400 \text{ kN}$$

$$\text{Column 2 : } 0.5 \times 0.5 \text{ m, } D = 800 \text{ kN, } L = 500 \text{ kN}$$

Solution :

Compute the footing dimension

$$R = (600 + 400) + (800 + 500) = 2300 \text{ kN}$$

$$\Sigma M \text{ column (1)} = 0$$

$$2300 \cdot \bar{X} = 5 \times 1300$$

$$\bar{X} = 2.826 \text{ m}$$

$$L = 2(2.826 + 0.2) = 6.052 \text{ m}$$

To avoid computational errors the actual computed footing length will be used for all computation.

$$B = \frac{R}{q_{ult} \cdot L} = \frac{2300}{170 \times 6.05} = 2.236 \text{ m} \quad \text{use actual } B = 2.25 \text{ m}$$

Convert soil pressure to an equivalent ultimate load value

$$U_1 = 1.4 D + 1.7 L$$

$$= 1.4(600) + 1.7(400) = 1520 \text{ kN}$$

$$U_2 = 1.4(800) + 1.7(500) = 1970 \text{ kN}$$

$$\text{Factor} = (1520 + 1970)/2300 = 1.517$$

$$q_u = 170(1.517) = 257.89 \text{ kN/m}^2$$

Shearing force and moment diagrams, Fig (6-30).

$$\text{Load/m of beam } q = q_u \cdot B = 257.89 \times 2.236 = 576.64 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{or } q = (U_1 + U_2)/L = (1520 + 1970)/6.052 = 576.67 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Shear } Q_x = \int q \, dx = 576.6 x + C$$

Where c = column loads at the left of the considered sec.

$$\text{at } x = 0.4 \text{ m} \quad Q_x = 576.6(0.4) - 1520 = -1289.36 \text{ kN}$$

$$\text{at } x = 4.95 \text{ m} \quad Q_x = 576.6(4.95) - 1520 = 1234.17 \text{ kN}$$

$$\text{at } x = 5.45 \text{ m} \quad Q_x = 576.6(5.45) - (1520 + 1970) = -347.53 \text{ kN}$$

$$\text{Location of zero shear} \quad 576.6 x - 1520 = 0$$

$$\therefore x = 2.64 \text{ m}$$

$$\text{Moment } M_x = \int Q \, dx = 576.6 x^2/2 + Cx = 288.3 x^2 + Cx$$

$$\text{at } x = 0.4 \text{ m} \quad M = -288.3(0.4)^2 + 1520(0.2) = +257.87 \text{ km.m}$$

$$\text{at } x = 4.95 \text{ m} \quad M = -288.3(4.95)^2 + 1520(4.75) = -155.93 \text{ km.m}$$

$$\text{at } x = 5.45 \text{ m} \quad M = -288.3(5.45)^2 + 1520(5.25) = +583.23 \text{ km.m}$$

$$\text{at } x = 2.64 \text{ m} \quad M_{\text{max}} = -288.3(2.64)^2 + 1520(2.44) = -1699.46 \text{ km.m}$$

To find depth for wide beam shear at the location of largest shear the allowable concrete stress is :

$$V_c = 0.17 \sqrt{f_c} = 0.17 \sqrt{24} = 0.833 \text{ MN/m}^2 = 833 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_{\text{beam}} = 1334.17 - 576.67 d$$

$$Q_{\text{concrete}} = B d V_c = 2.25(d) 833 = 1874.25 d$$

$$\text{Equating : } 576.67 d + 1874.25 d = 1334.17$$

$$2450.92 d = 1334.17$$

$$d = 0.544 \text{ m}$$

Check diagonal tension

$$V_c = 0.34$$

$$\text{At column (1) the } \sqrt{f'_c} = 0.34 \sqrt{24} = 1.666 \text{ MN/m}^2 = 1666 \text{ kN/m}^2$$

At column (1) the perimeter in shear is

$$P = 2 (0.4 + 0.544/2) + (0.4 + 0.544) = 2.288 \text{ m}$$

$$Q_{\text{shear}} = p d v_c = 2.288 \times 0.544 \times 1666 = 2073.62 \text{ kN}$$

$$> 1520 \text{ kN (o.k.)}$$

المفروض عند المقارنة أن ي طرح من حمل العمود قيمة A_{vc} حيث A_v هي مساحة العمود وقد أعمل ذلك هنا :

At column (2) the perimeter in shear is

$$P = 4 (0.5 + 0.544) = 4.176 \text{ m}$$

$$Q_{\text{shear}} = 4.176 \times 0.544 \times 1666 = 2784.7 > 1970 \text{ kN (o.k.)}$$

Take actual $d = 0.58 \text{ m}$, $t = 0.65 \text{ m}$

Compute negative steel

$$a = A_s f_y / 0.85 f'_c b = 20 A_s / 0.85 \times 24 \times 2.25 = 9.15 A_s$$

$$M_u / \phi f_y = A_s (d + a/2)$$

$$1699.46 / 0.9 \times 420000 = A_s (0.58 + 9.15 A_s / 2)$$

$$4.575 A_s^2 + 0.58 A_s + 4.496 \times 10^{-3} = 0$$

$$A_s = 7.33 \times 10^{-3} = 73.28 \text{ cm}^2$$

use 15 $\phi 25$ / B (73.65 cm^2)

Compute positive steel in cantilever part

$$583.23 / 0.9 \times 420000 = A_s (0.58 + 9.15 A_s / 12)$$

$$4.575 A_s^2 + 0.58 A_s + 1.543 \times 10^{-3} = 0$$

$$A_s = 2.607 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 26.07 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2.607 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 26.07 \text{ cm}^2$$

$$A_{s, \text{mm}} = 0.0018 \times 58 \times 225 = 23.49 \text{ cm}^2$$

$$\text{use } 10 \phi 19 / \text{B (28.4 cm}^2\text{)}$$

$$\text{Run } 5 \phi 19 (A_s / 2) \text{ full length of footing}$$

Design transverse steel (short direction)

$$q_u = (1520 + 1970) / 6.052 \times 2.25 = 256.3 \text{ kN/cm}^2$$

For column (1): width of beam under column (1)

$$= 0.4 + d/2 = 0.4 + 0.58/2 = 0.69 \text{ m}$$

$$d = 0.58 - 0.019 - 0.019/2 = 0.55$$

$$M = 256.3 \times 0.95^2 / 2 = 109.63 \text{ kN.m}$$

From previous computations

$$4.575 A_s^2 + 0.55 A_s + 2.9 \times 10^{-4} = 0$$

$$A_s = 5.2 \text{ cm}^2$$

$$A_{s, \text{mm}} = 0.0018 \times 69 \times 55 = 6.83 \text{ cm}^2$$

Use 3 $\phi 19$

For column (2) width of beam under column(2)

$$= 0.5 + d = 0.5 + 0.58 = 1.08 \text{ m}$$

$$M = 256.3 \times 0.875^2 / 2 = 98.11 \text{ kN.m}$$

$$4.575 A_s^2 + 0.55 A_s + 2.596 \times 10^{-4} = 0$$

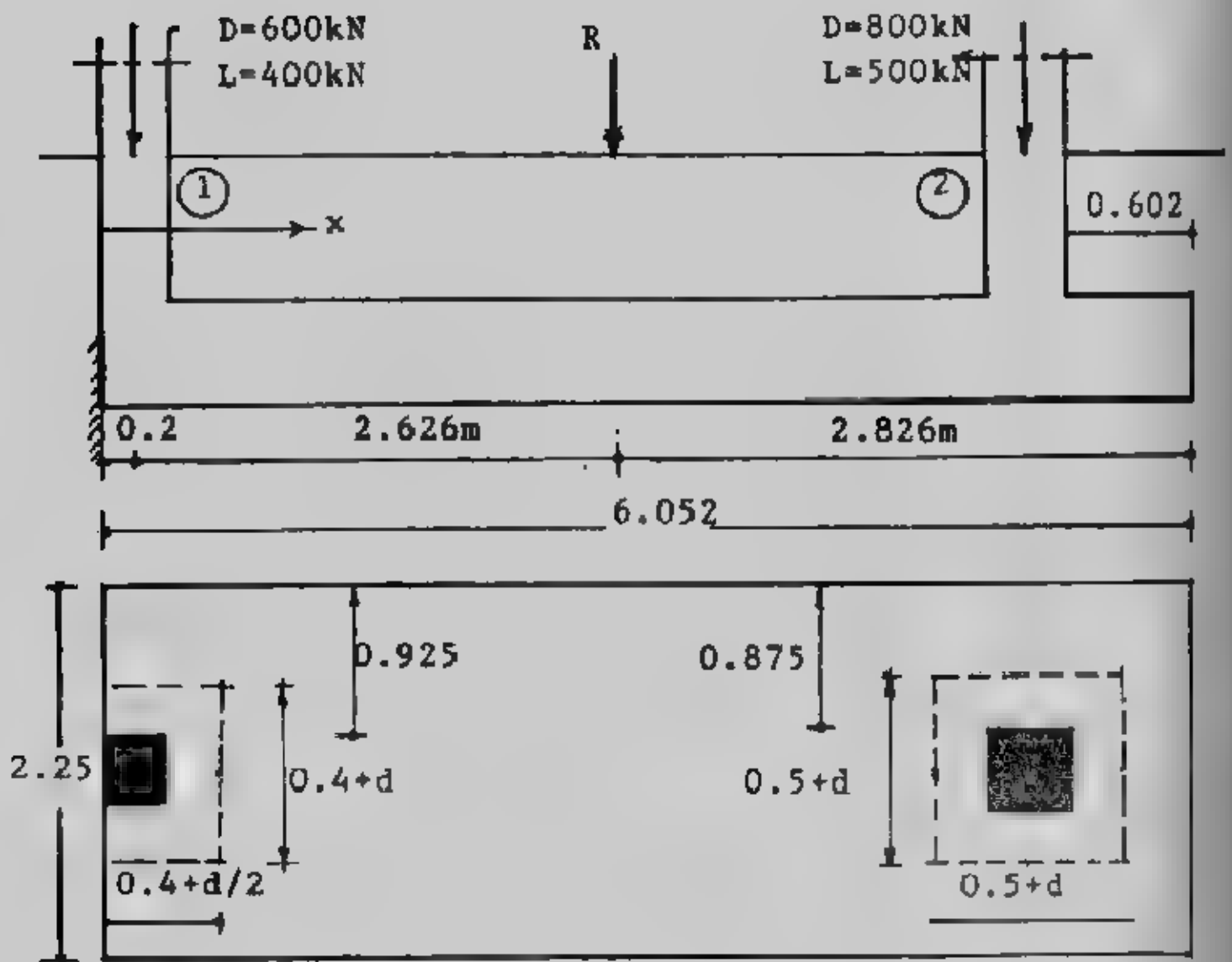
$$A_s = 4.7 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\text{nom}}} = 0.0018 \times 1.08 \times 55 = 10.69 \text{ cm}^2$$

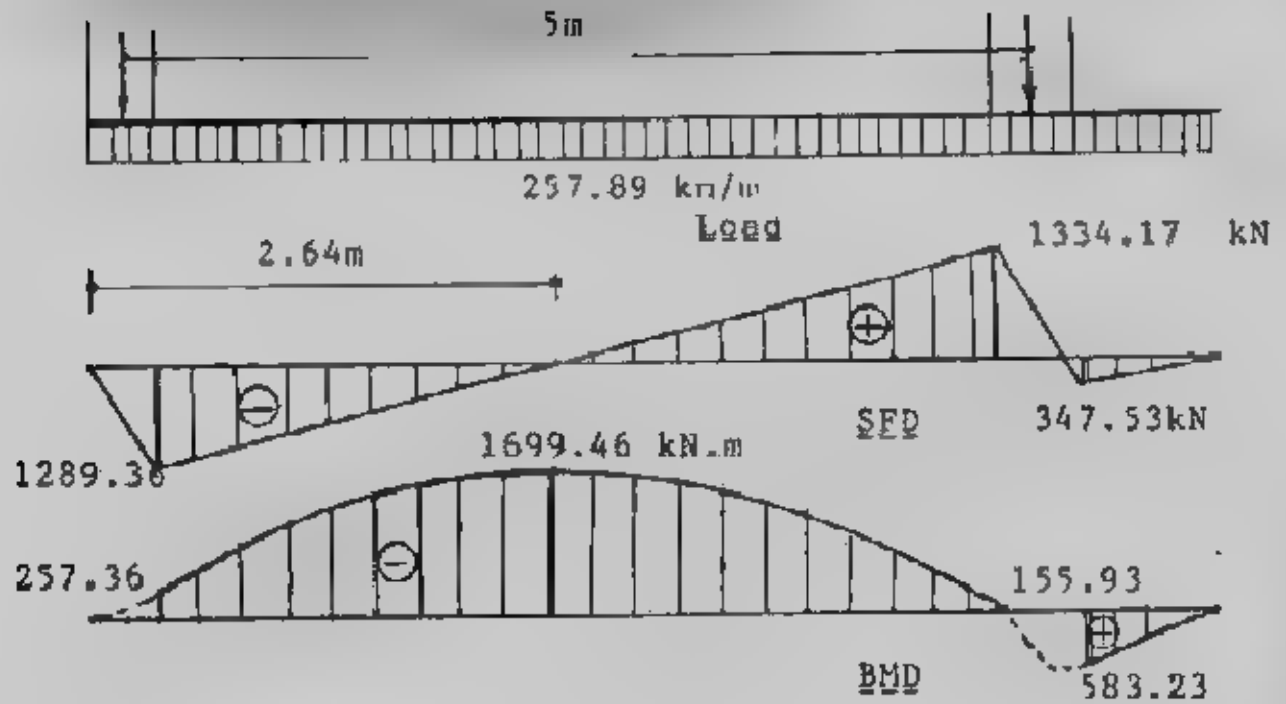
use 4 Φ 19mm

$$\text{Shrinkage bars for other parts} = 0.001 \times 100 \times 55 = 9.9 \text{ cm}^2$$

take 4 Φ 13mm/m' top and 4 Φ 13mm/m' (10.6 cm^2)



شكل (٣٠-٦): أبعاد مثال (٣١-٦).



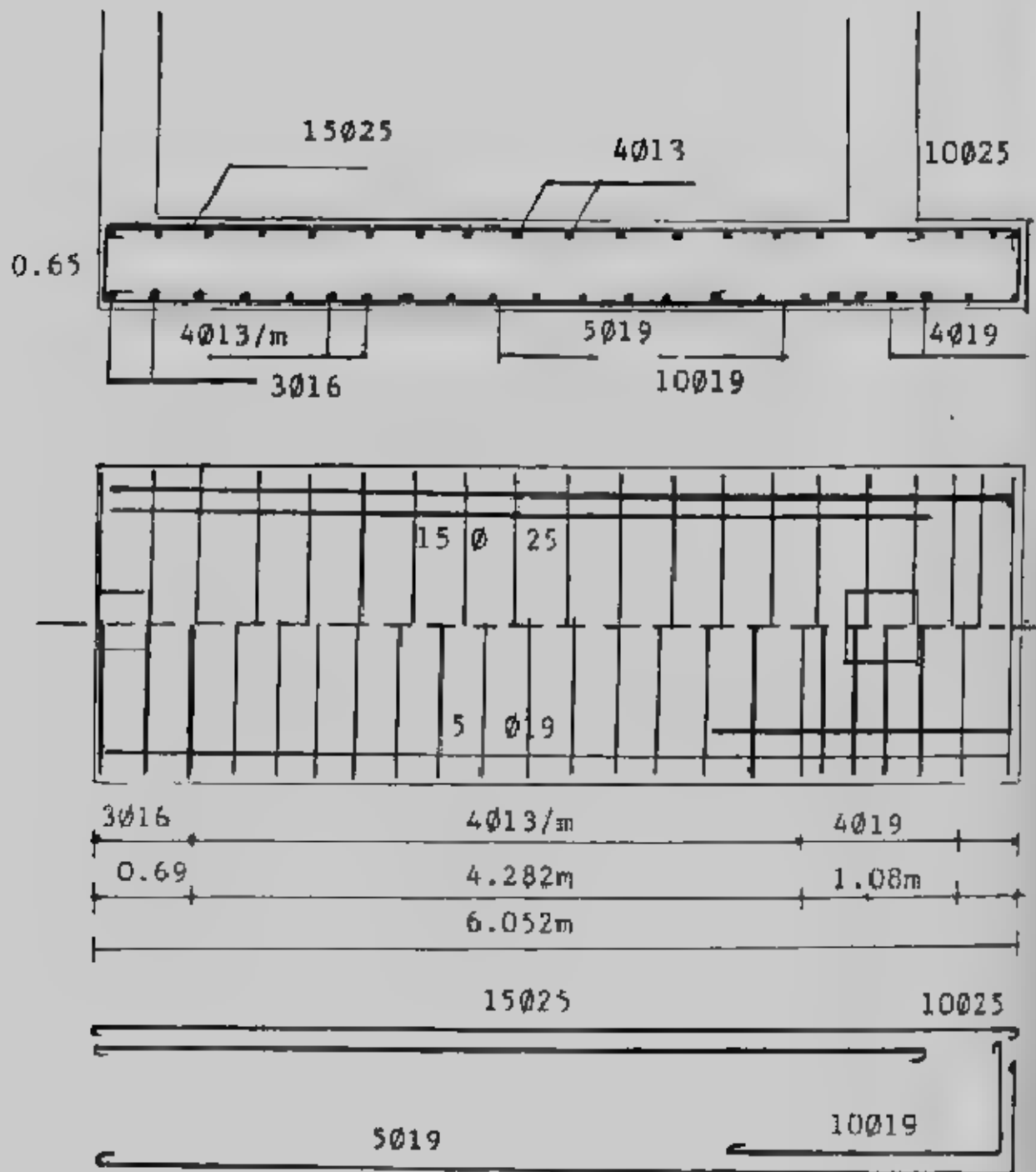
شكل (٦-٣١) : القوى الداخلية لمثال (٦-٣١).

تصميم القواعد ذات الشداد (القواعد الكابولية)

Design of Strap (Cantilever) Footings :

حينما تكون قاعدة الجار الخارجية كابولية أى أن حمل العمود يؤثر فى غير مركزها (غير مركزى) فإنه يلزم ربط هذه القاعدة الكابولية بقاعدة أخرى داخلية مركزية الحمل بشداد أو كمر عالية الجساءة (Strap beam) . والشداد يعمل على نقل العزم الناتج عن عدم محورية الحمل على القاعدة الخارجية إلى القاعدة الداخلية وتكون الإجهادات المعرضة للتربة تحت القواعد منتظمة التوزيع .

والقواعد ذات الشداد تستخدم لنفس غرض القواعد المشتركة المسطوية أو شبه المنحرف إذا كانت المسافة بين العمودين كبيرة وقدرة تحمل التربة عالية لا تحتاج لمساحة كبيرة . كما أن القواعد الكابولية أوفر من القواعد المشتركة الأخرى فى المواد المستخدمة من خرسانة وحديد شكل (٦-٣٣) . وعند تصميم وتنفيذ الشداد (Strap) يجب مراعاة الاعتبارات الآتية :



شكل (٣٢-٦): تفاصيل التسليح لمثال (٥-٦)

- ١- الشدّاد يجب أن يكون جاسئاً Rigid بدرجة كافية للتحكم فى دوران القاعدة الخارجية ولذا يقترح أن يكون : $I_{\text{strap}}/I_{\text{footing}} > 2$.
- ٢- القواعد يجب أن تكون متناسبة لتعطى إجهادا متقاربا على التربة تحت القاعدتين لتجنب حدوث الهبوط المتفاوت بقيمة كبيرة . وأفضل حل حينما تكون محصلة الأحمال منطقة على مركز ثقل القاعدتين، وهذا لا يتأتى إلا بعد محاولات عديدة .
- ٣- الشدّاد يجب ألا يلامس التربة حتى لا ينشأ ضغط تماس بينه وبين التربة مما يخالف اعتبارات تصميم .
- ٤- يهمل وزن الشدّاد فى اعتبارات التصميم .
- ٥- يجب التأكد من أن الشدّاد يعمل ككمرة عميقة (deep beam) من عدمه .
- ٦- حينما يكون عمق الشدّاد محدودا يمكن زيادة عرضه لتحقيق الجساءة المطلوبة ويفضل أن يكون عرض الشدّاد على الأقل مساويا لعرض أصغر عمود .
- ٧- يجب أن ينطبق محور الشدّاد على محور الأعمدة لتجنب حدوث التوى (Torsion) شكل (٦-٣٣) .
- ٨- التأكد من أن إجهادات القص فى الشدّاد آمنة .

وتتلخص خطوات تصميم القواعد الكابولية ذات الشدّاد فيما يلى :

- بفرض طول القاعدة الخارجية L بحيث تكون $B_2 > L$ لتقليل الدوران وتكون B, L متناسبتان معا .

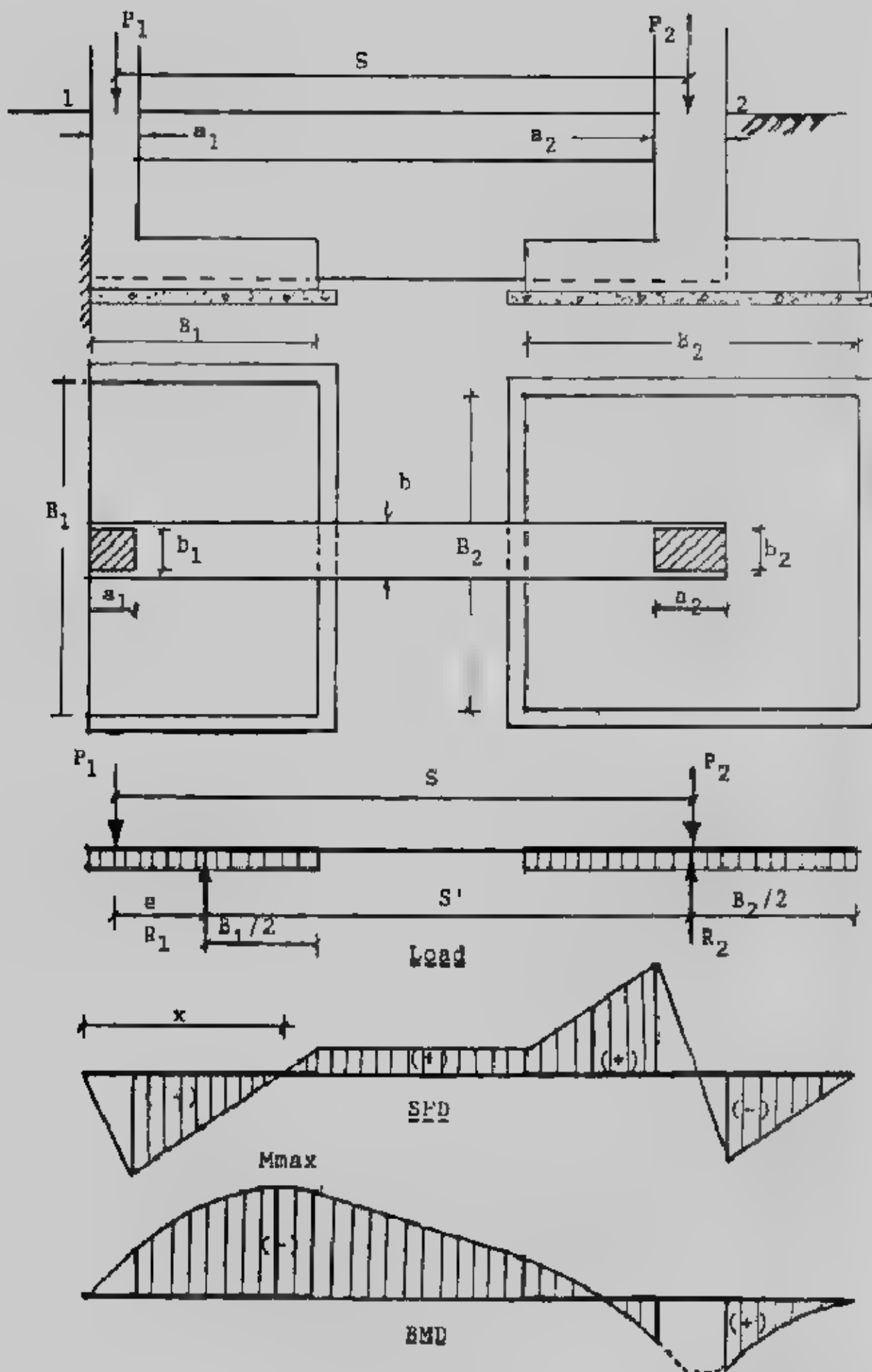
$$e = L/2 - a_1/2$$

$$S' = S - e$$

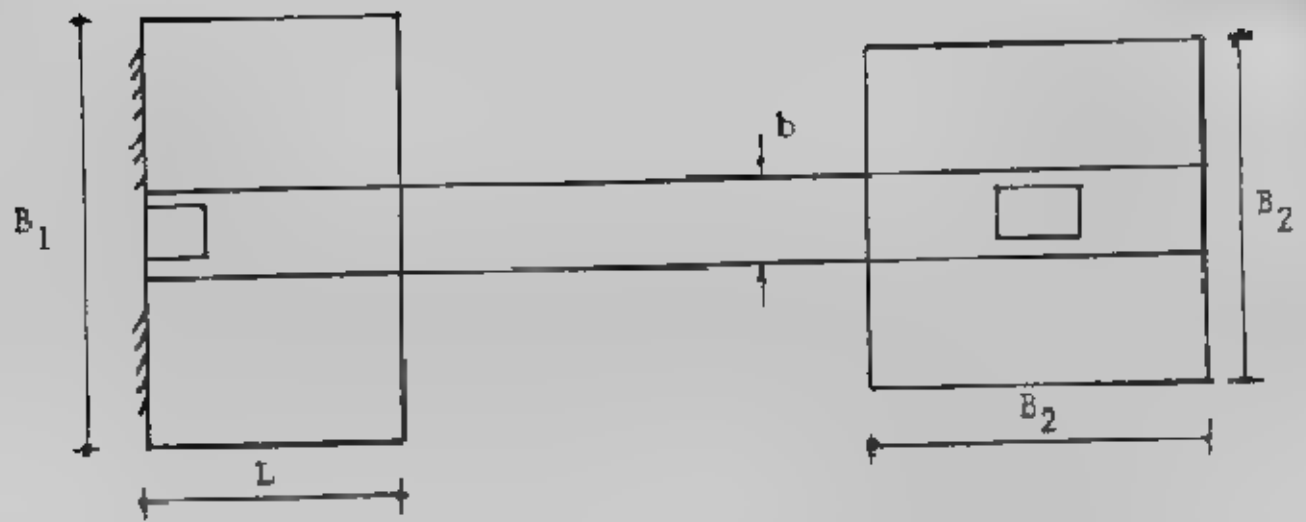
تعين محصلات ردود أفعال التربة R_1, R_2 بأخذ العزوم عند محور العمود الداخلى

$$R_1 = P_1 \cdot S/S'$$

$$R_2 = (P_1 + P_2) - R_1$$
- تعين مساحات القواعد وتقرب الأبعاد لأقرب ٥ سم ويلاحظ أنه من الأسهل فى التصميم أن تؤخذ القاعدة الداخلية مربعة الشكل .
- يحسب الجهد النهائى للتربة أسفل القاعدتين ويجب أن تكون القيم متقاربة وأقل من قدرة تحمل التربة المسموح بها .
- من النظام الاستاتيكي للأساس يرسم مخطط القص ومخطط العزم ويلاحظ أن أقصى عزم يقابل موضع القص الصفري قرب نهاية القاعدة الخارجية .
- يصمم الشدّاد على تحمل القص والعزم السابق إيجادهما ، كما يجب التأكد من أن الشد القطرى (Diagonal Tension) فى حدود المسموح به أو يقاوم باستخدام الحديد المكسح والكانات متعددة الأفرع .



شكل (٦-٣٣) : تصميم القواعد الكابولية.



شكل (٦-٣٤) : الشدادة الممتدة

- تصمم القاعدة الخارجية على أنها قاعدة شريطية (Strip footing).
 - تصمم القاعدة الداخلية كقاعدة مربعة أو مستطيلة إذا كان الشدادة ينتهي عند نهاية العمود.
 - أما إذا كان الشدادة ممتد لنهاية القاعدة فتصمم هذه القاعدة على أنها قاعدة شريطية أيضاً.
- شكل (٦-٣٤).
- تقدم الرسومات التفصيلية لبيان الأبعاد الخرسانية والتسليح شكل (٦-٣٥).

Example (6-6):

Design a strap footing to support an exterior column 40 x 40 cm carrying a load of 80 t and an interior column 40 x 60 cm carrying a load of 145t. The distance centre to centre of columns is 5 m. The outside edge of the footing should not project beyond the outside face of exterior column. The net allowable soil pressure is 1.6 kg/cm² take $f_c = 60 \text{ kg/cm}^2$, $q_{ult} = 7 \text{ kg/cm}^2$, $q_p = 10 \text{ kg/cm}^2$

Solution :

Assume $L = 2 \text{ m}$

$$e = (2/2 - 0.4/2) = 0.8 \text{ m}$$

$$S' = 5 - 0.8 = 4.2 \text{ m}$$

$$R_1 = 80 \times 5.0 / 4.2 = 95.24 \text{ t}$$

$$R_2 = (80 + 145) - 95.24 = 129.76 \text{ t}$$

$$\text{Area of footing 1} = 95.24 / 16 = 5.95 \text{ m}^2$$

$$L = 2 \quad B_1 = 5.95 / 2 = 2.975 \text{ taken } 3 \text{ m}$$

$$\text{Area of footing 2} = 129.76 / 16 = 8.11 \text{ m}^2$$

$$B_2 = \sqrt{8.11} = 2.848 \text{ m taken } 2.85 \text{ m}$$

$$q_1 = 95.24 / 2 \times 3 = 15.87 \text{ t/m}^2$$

$$q_2 = 129.76 / 2.85 \times 2.85 = 15.975 \text{ t/m}^2$$

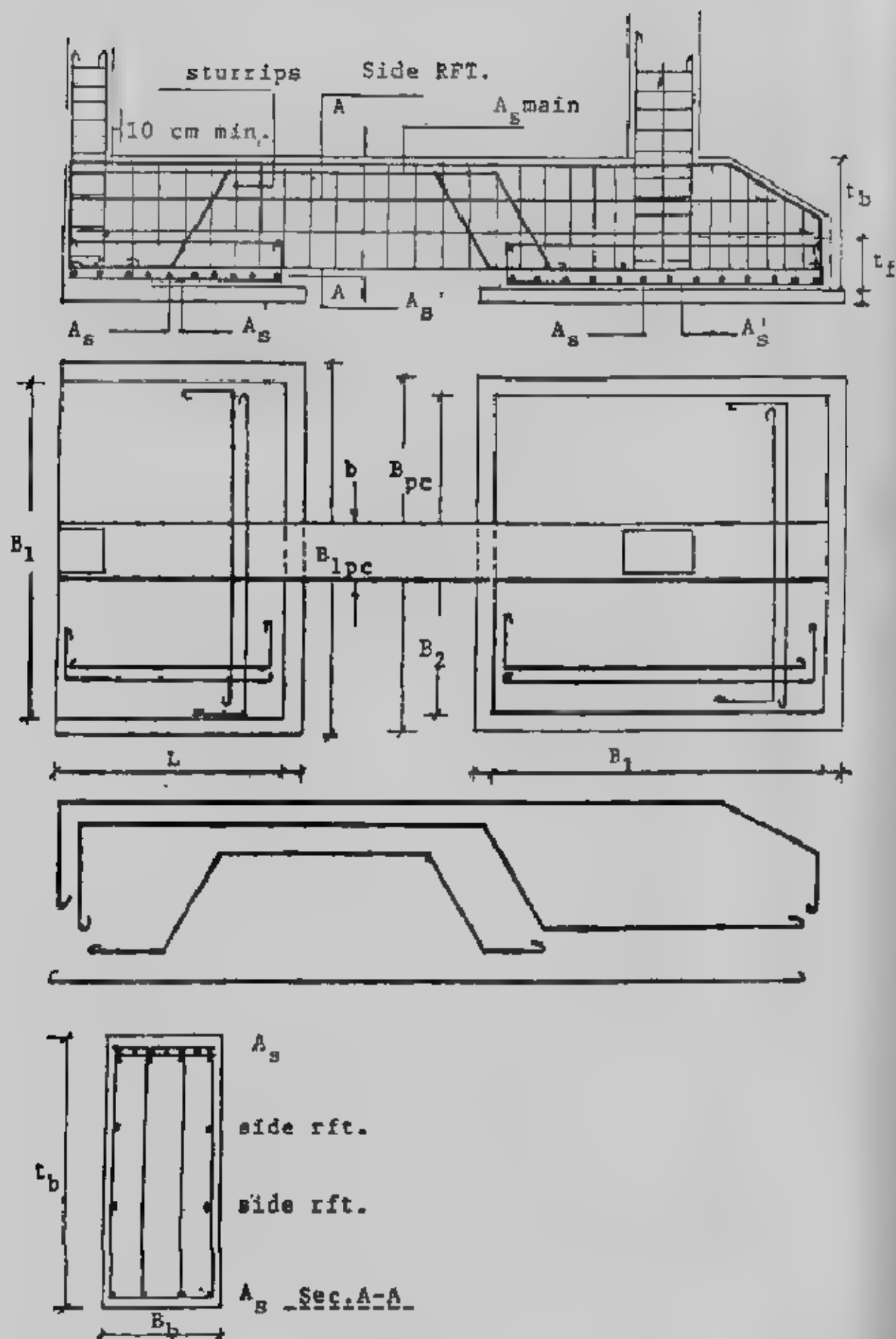
$$q_1 \approx q_2 < q_{net} \quad \text{So, the assumption of } L \text{ is reasonable}$$

$$q_1 \text{ t/m}^2 = 15.87 \times 3 = 47.61 \text{ t/m}^2$$

$$= 15.975 \times 2.85 = 45.53 \text{ t/m}^2$$

Shear force and bending moment diagrams are drawn and shown in Fig. (6-36)

Zero shear is at (x) from left edge



شكل (٦-٣٥) تسليح القواعد الكابولية

$$47.61(x) - 80 = 0$$

$$x = 1.68 \text{ m}$$

$$M_{\max} = 80 \times (1.68 - 0.2) - 47.61 \times 1.68^2 / 2 = 51.21 \text{ m.t. Design of strap beam}$$

Take the breadth of the strap = 50 cm

$$d = 0.313 \sqrt{51.21 \times 10^3 / 50} = 100.17 \text{ cm}$$

take $t = 110 \text{ cm}$, $d = 103 \text{ cm}$

$$A_s = \frac{51.21 \times 10^3}{1217 \times 103} = 40.85 \text{ cm}^2$$

take $11 \phi 22$

Take bottom reinforcement $4 \phi 16 (8 \text{ cm}^2)$

To satisfy the diagonal tension take 4 branches $6 \phi 8 \text{ mm/m}$ and $4 \phi 22$ bend bars.

Design of the exterior footing (designed as a strip footing)

$$C = (3.0 - 0.5) = 1.25 \text{ m}$$

$$M = 15.87 \times 1 \times 1.25^2 / 2 = 12.4 \text{ mt}$$

$$d_{\text{th}} = 0.313 \sqrt{12.4 \times 10^3 / 100} = 34.85 \text{ cm}$$

$$d_{\text{ch}} = \frac{15.87(1.25 - d_{\text{th}})}{100 \times 70}$$

$$d_{\text{th}} = 19.84 - 15.87 d_{\text{ch}}$$

$$d_{\text{ch}} = 0.23 \text{ m}$$

take $t = 45 \text{ cm}$, $d = 38 \text{ cm}$

$$A_s = 12.4 \times 10^3 / 1217 \times 38 = 26.81 \text{ cm}^2$$

use $10 \phi 19/\text{m}$

$$A_s^1 = 0.2 \times 26.81 = 5.362$$

$$\text{or } A_{s \text{ min}} = 0.002 \times 100 \times 38 = 7.6 \text{ cm}^2$$

use $6 \phi 13/\text{m}$

$$Q_b = 15.87 \times 1 \times 1.25 = 19.625 \text{ t}$$

$$q_b = \frac{19.625 \times 10^3}{28.81 \times 10^3 / 285} = 31.5 \text{ cm}$$

$$Q_p = 145 - 15.975 \times 1.725 \times 0.5 = 131.22 \text{ t}$$

$$\text{Perimeter} = 50 + 2 \times 172.5 = 395 \text{ cm}$$

$$d_p = 131.22 \times 10^3 / 395 \times 10 = 33.22 \text{ cm}$$

$$d_{\text{ch}} = \frac{15.975(1.125 - d_{\text{th}}) 2.85}{2.85 \times 60}$$

$$60 d_{\text{th}} = 17.97 - 15.975 d_{\text{ch}}$$

$$d_{\text{th}} = 0.24 \text{ m}$$

take $t = 45 \text{ cm}$, $d = 38 \text{ cm}^2$

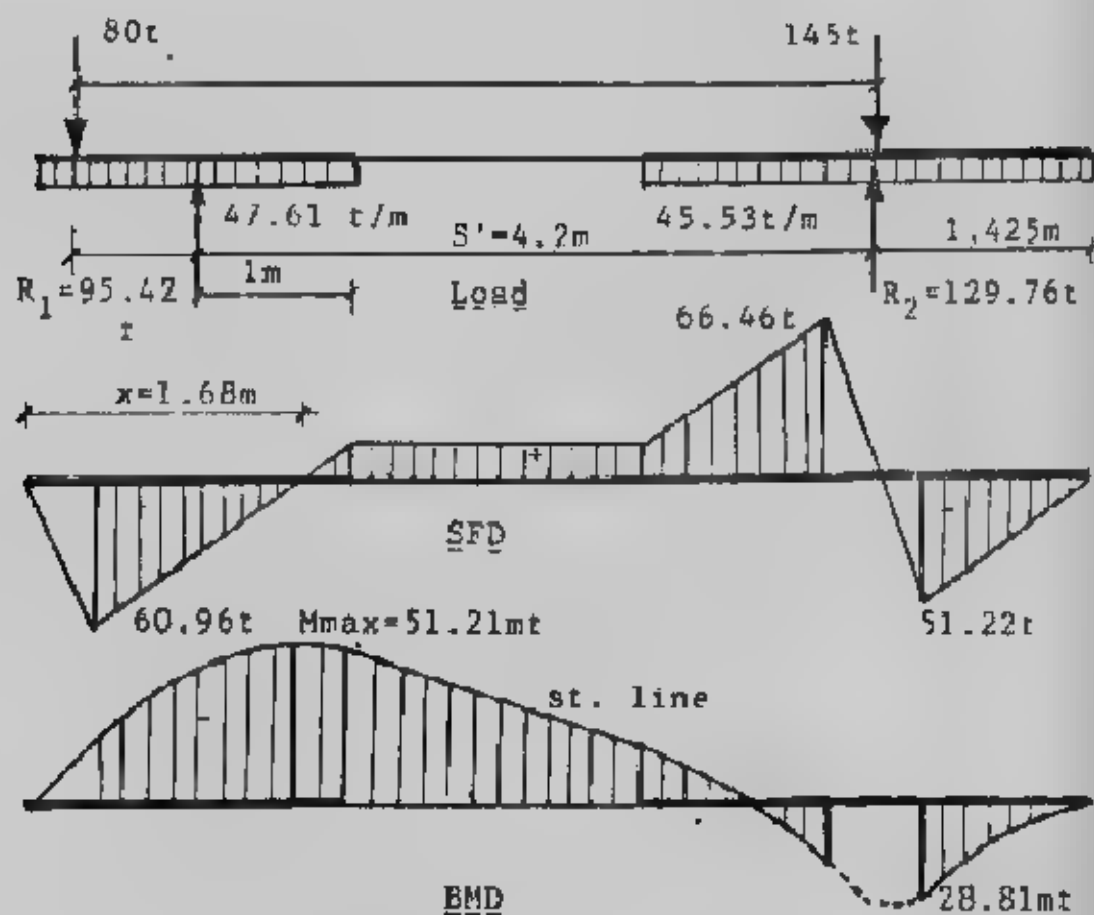
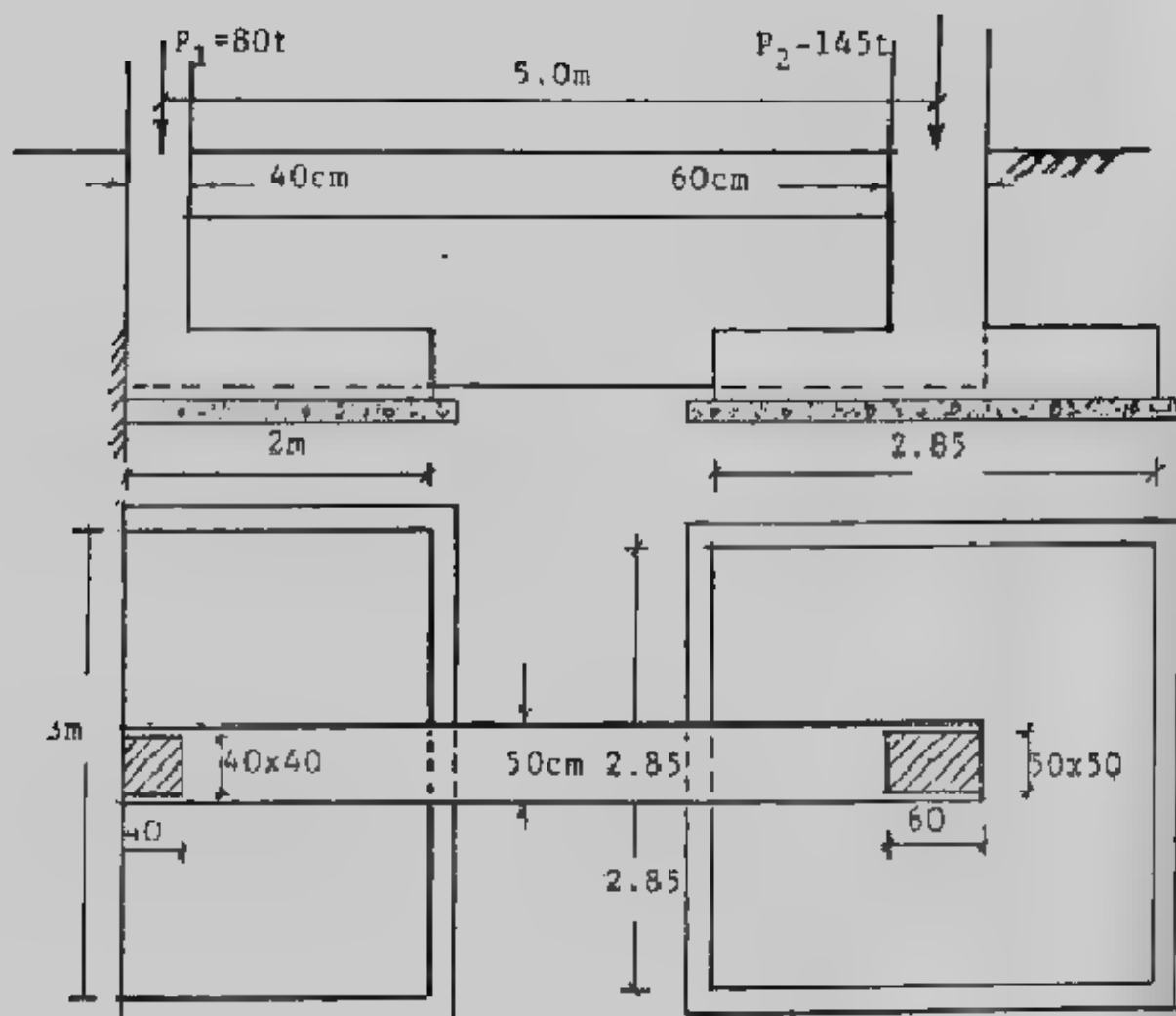
$$A_s = \frac{28.81 \times 10^3}{1217 \times 38} = 62.3 \text{ cm}^2$$

use L-shape $31 \phi 16$ over width 285 cm both direction

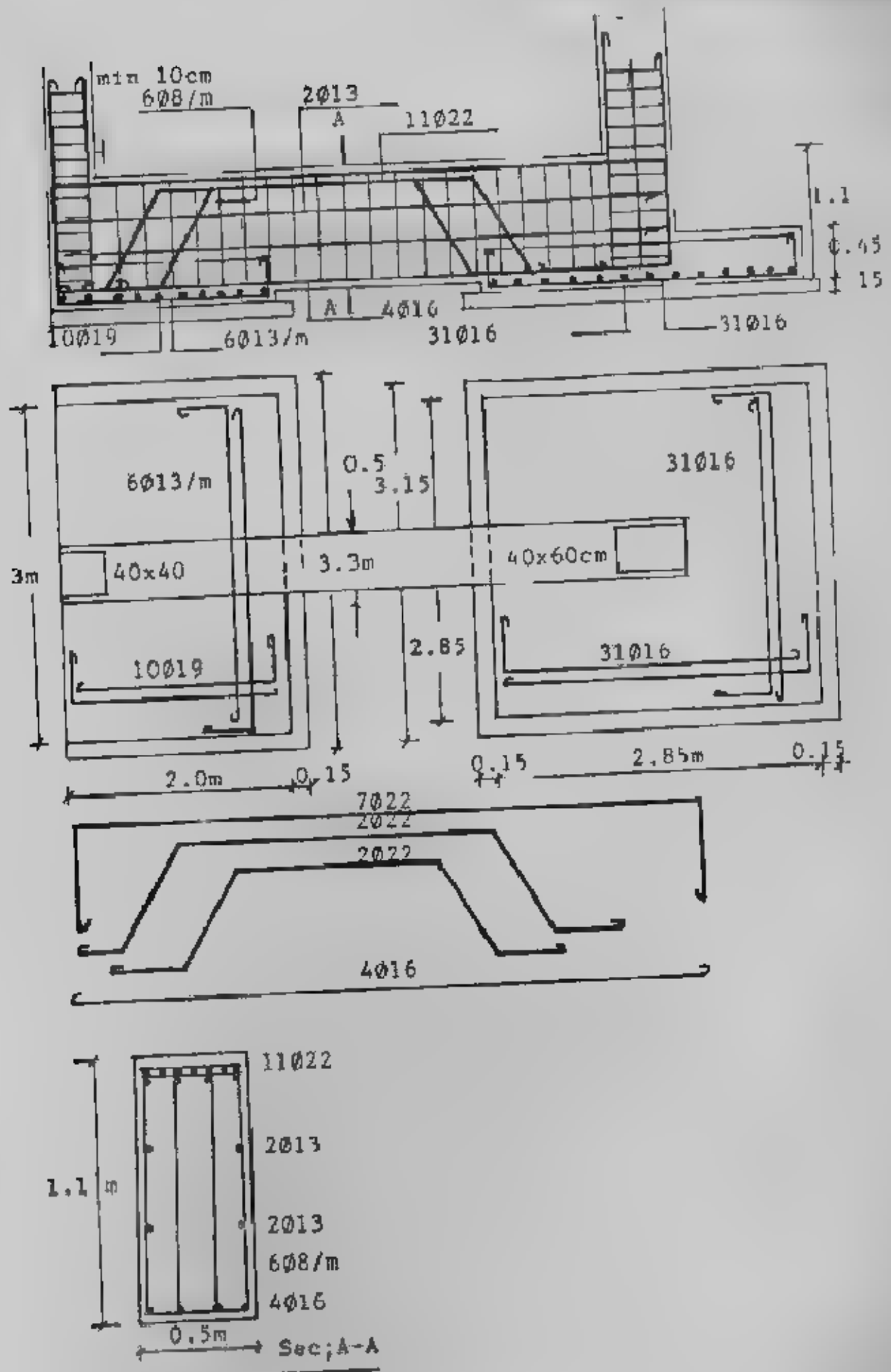
$$q_b = \frac{51.22 \times 10^3}{0.87 \times 31 \times 1.6 \times 38} = 9.94 \text{ kg/cm}^2$$

O.K.

Details of dimensions and reinforcement are shown in Fig. (6-37)



شكل (٣٦-٦) : القوى الداخلية مثال (٦-٦)



شكل (٣٧-٦) : أبعاد وتسليح مثال (٦-٦).

Example (6-7):

Redo example (6-6) if the strap is extended to the right side of interior footing

Solution :

The design is performed by the same manner except the following steps

For strap beam

$$103 = K_1 \sqrt{28.81 \times 10^4 / 50}$$

$$K_1 = 0.43 \quad K_2 = 1254$$

$$A_s \text{ bottom} = 28.81 \times 105 / 1254 \times 103 = 22.31 \text{ cm}$$

take $4 \phi 22 + 4 \phi 16$

For interior footing

The interior footing is designed as a strip footing

$$C = (2.85 - 0.5) / 2 = 1.175 \text{ m}$$

$$M = 15.975 \times 1.175 / 2 = 11.03 \text{ mt}$$

$$d_m = 0.313 \sqrt{11.03 \times 10^5 / 100} = 32.87 \text{ cm}^2$$

$$d_{ab} = \frac{15.975(1.175 - d_{ab})}{1.0 \times 70}$$

$$70 d_{ab} = 18.77 - 15.975 d_{ab}$$

$$d_{ab} = 0.21 \text{ m}$$

take $t = 45 \text{ cm}$, $d = 38 \text{ cm}$

$$A_s = 11.03 \times 10^5 / 1217 \times 38 = 23.85 \text{ cm}^2$$

use $9 \phi 19 / \text{m}$ and $A_s = 6 \phi 13 / \text{m}$

$$Q_b = 15.975 \times 1 \times 1.175 = 18.77 \text{ t}$$

$$q_u = \frac{18.77 \times 10^3}{0.87 \times 9 \times \pi \times 1.9 \times 38} = 10.557 \text{ t/m}^2$$

use L-shape $10 \phi 19 / \text{m}$

Details of reinforcement are shown in Fig. (6-38)

حالات خاصة للقواعد ذات الشدائد :

• عندما تكون القاعدة الداخلية بعيدة فإنه يمكن ربط الشدائد في سمل داخلي شكل (٦-٣٩)

• ويصمم السمل على وجود رد فعل من الشدائد لأعلى عليه R'

$$R(S - S') = R' \cdot S'$$

$$R' = R(S - S') / S'$$

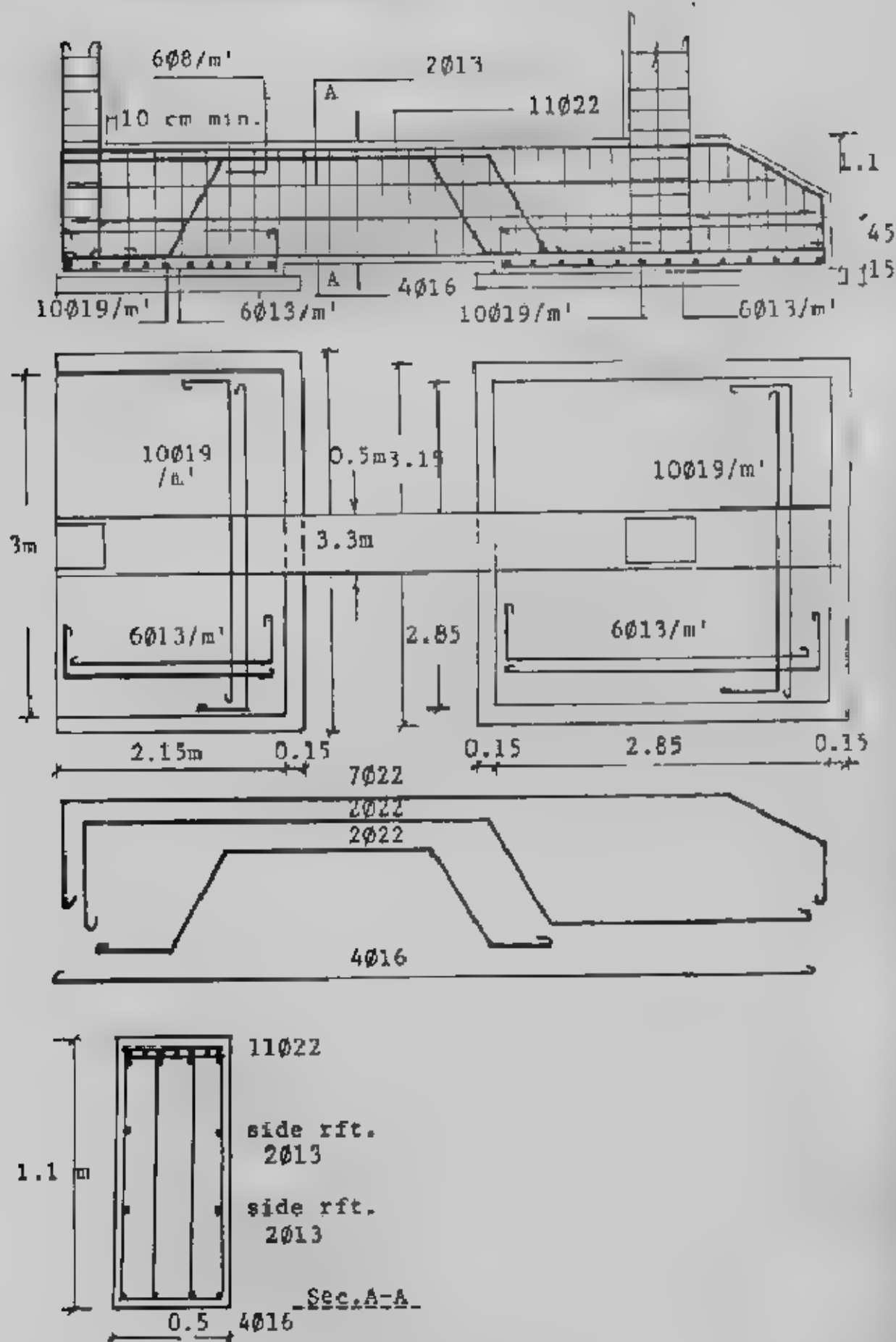
• قاعدة الركن المجاورة للجيران تربط قطريا بعمود داخلي مع مراعاة أن ينطبق محور

الشدائد على المحور المار بالعمودين، شكل (٦-٤٠).

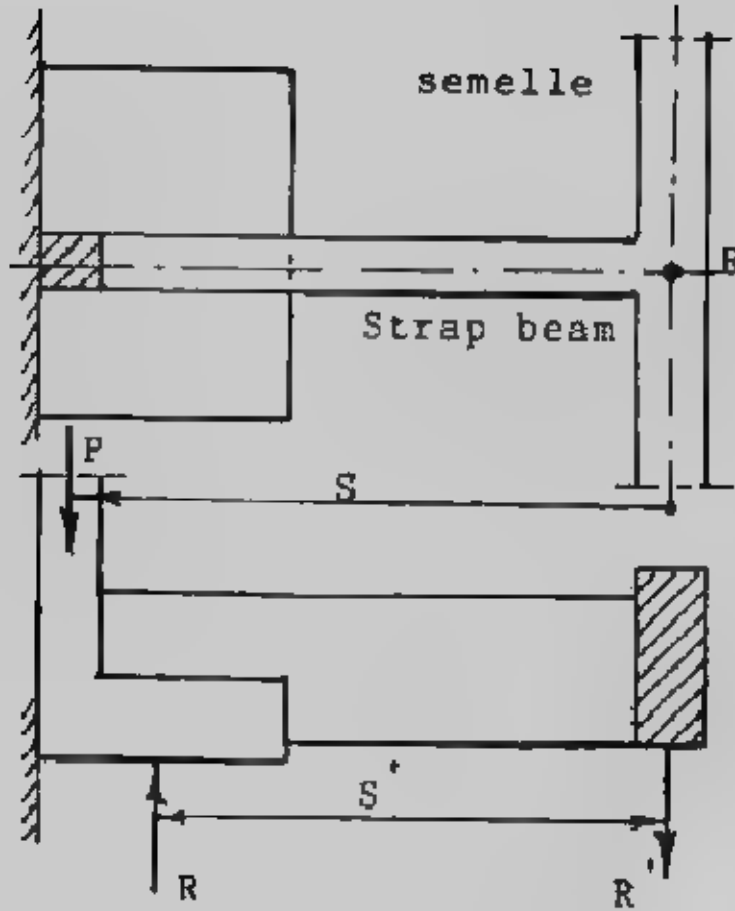
• يمكن ربط القاعدة الخارجية بقاعدة داخلية بواسطة شدائد مائل مع تجنب حدوث التي

بوتقوع القوى ومحصلات ردود فعل القربة على نفس المحور شكل (٦-٤١) وفي حالة

الميل الزائد يمكن استخدام شدائين شكل (٦-٤٢).



شكل (٢٨-٦) : مثال (٧-٦).

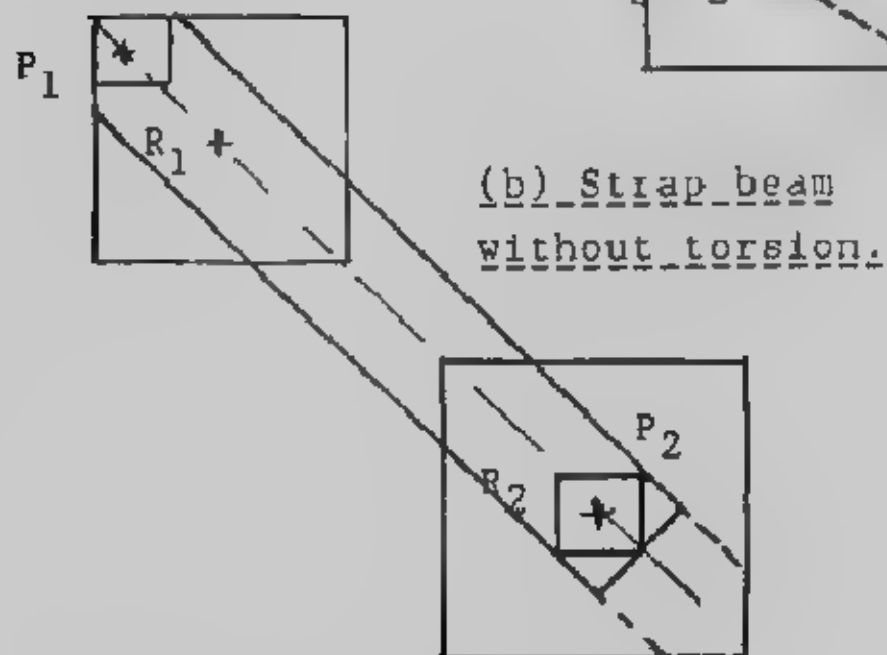
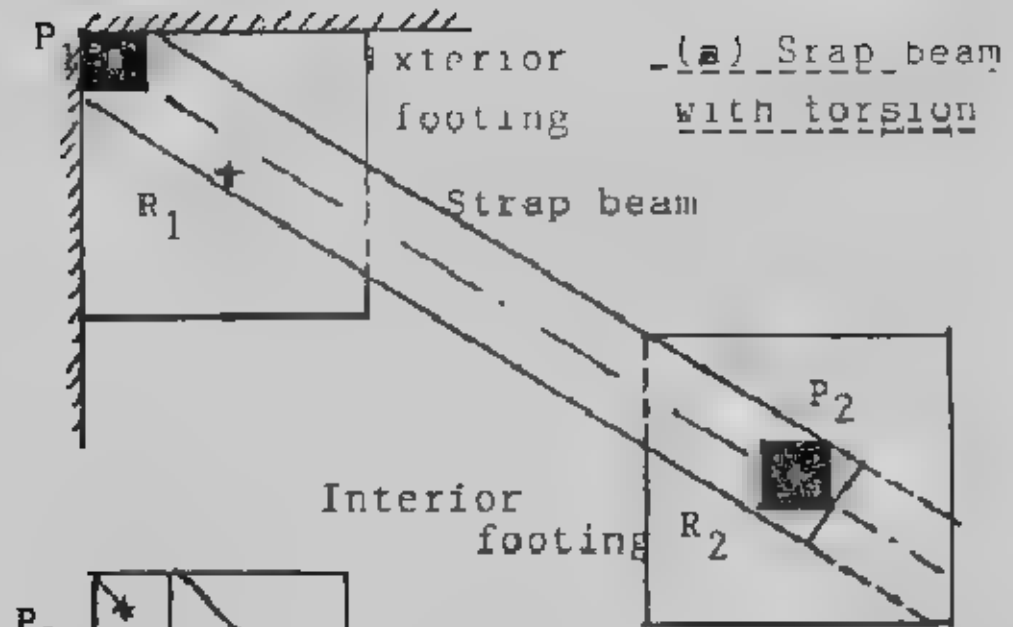


شكل (٦-٣٩) : تحميل الشدائد على سمل.

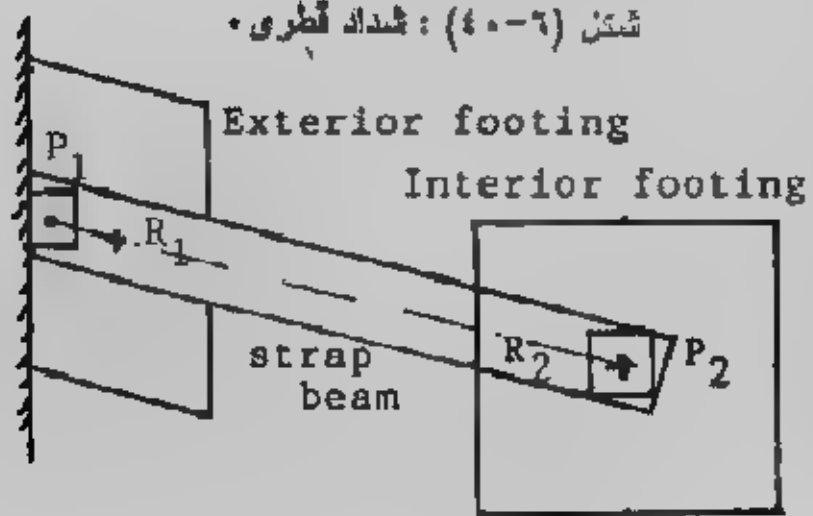
• يمكن ربط قاعدتين خارجيتين بقاعدة واحدة داخلية شكل (٦-٤٣)، وفي هذه الحالة يؤخذ تصميم القاعدة (١)، (٢) معا، ثم القاعدتين (٣)، (٢) معا عند تصميم الشدائد والقواعد الخارجية، أما القاعدة الداخلية (٢) فتصمم على الحالة الأخرج وهي التي تجعل R_2 رد فعل، التربة على القاعدة الداخلية أكبر ما يمكن.

• حينما لا يوجد قواعد داخلية أو سمالات قريبة من قاعدة الجار يتم عمل قاعدة في نهاية الشدائد وزنها يزيد مرة ونصف عن رد فعل الشدائد على هذه القاعدة (أي معامل الأمان هنا ١,٥)، أو تنفذ قاعدة صغيرة يوضع عليها بلوكات ذات أوزان تعادل المطلوب، شكل (٦-٤٤)، وتحسب الأوزان مساوية مرة ونصف R_2 حيث :

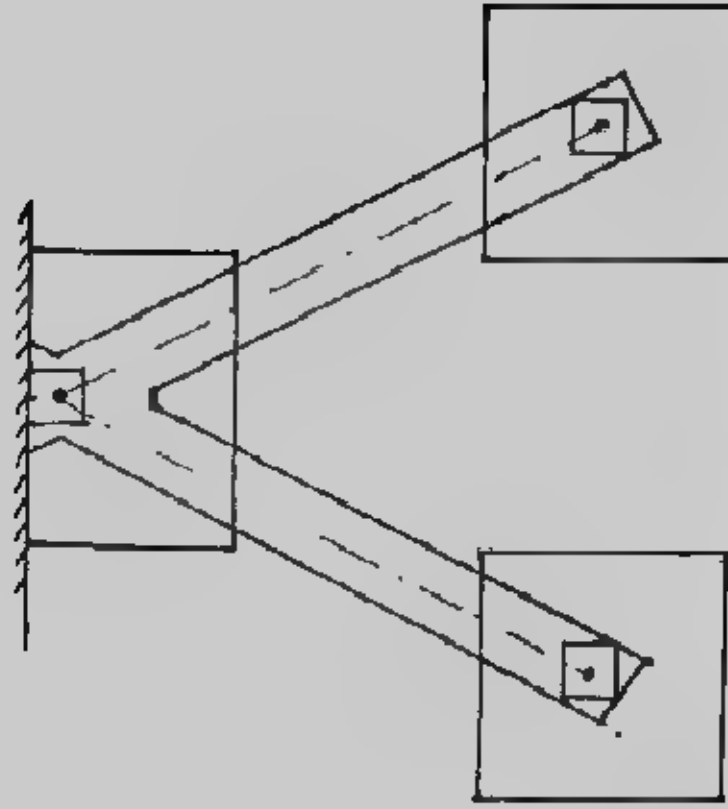
$$R_2 = P_1 (S - S')/S'$$



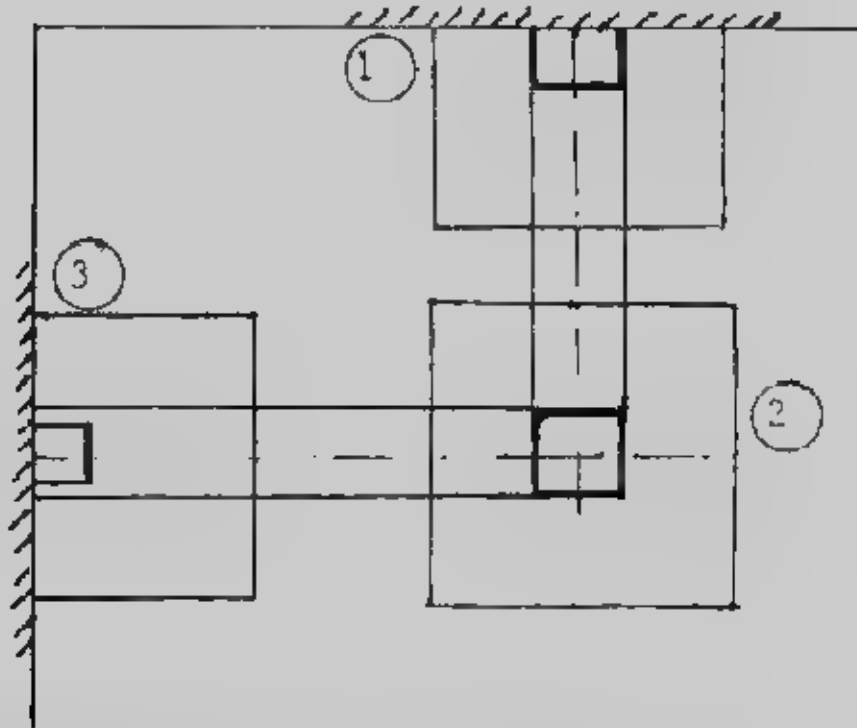
شکل (٦-٤) : شداد قطری.



شکل (٦-٥) : شداد مائل.



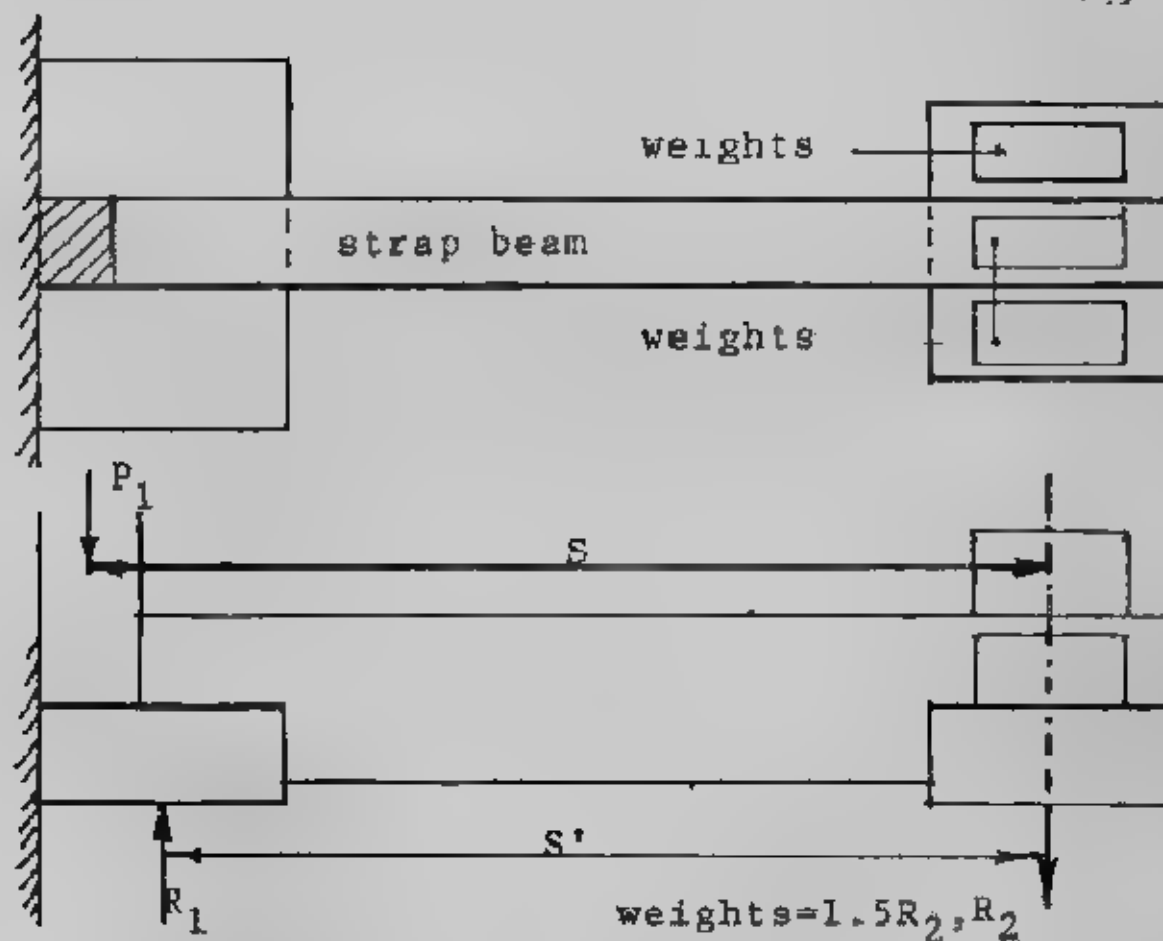
شكل (٤٢-٦) : قاعدة خارجية بشُدادين مائلين .



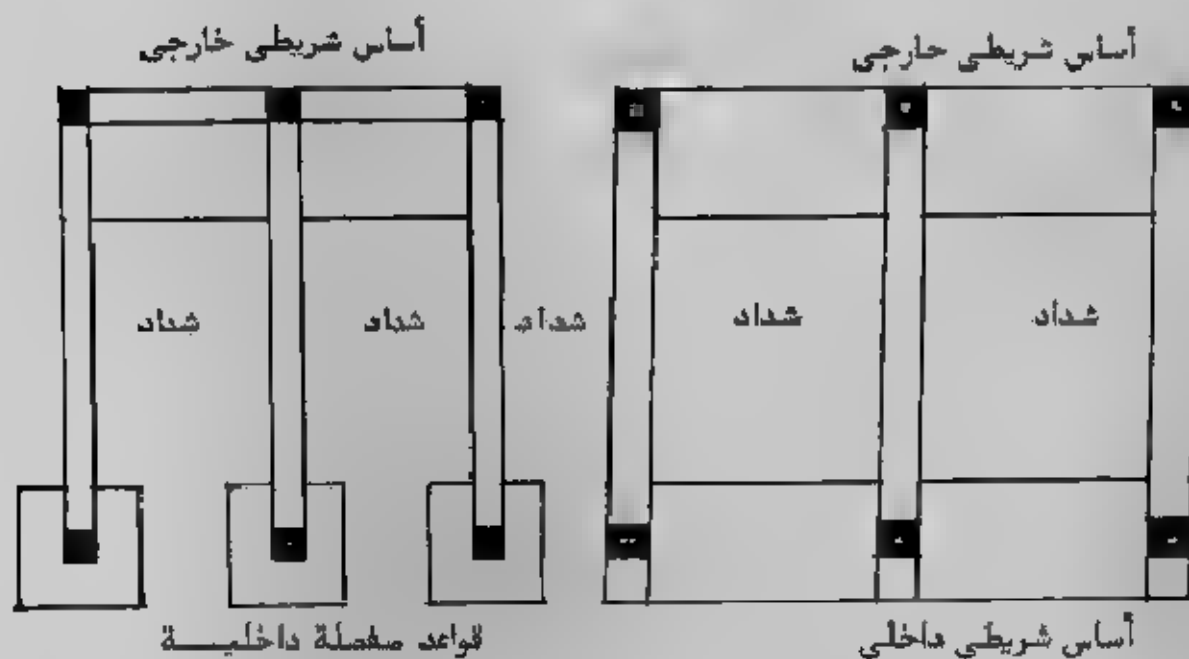
شكل (٤٣-٦) : ربط قاعدتين خارجيتين بقاعدة واحدة داخلية .

ويلاحظ أنه كلما زاد طول الشد د قلت قيمة الأورن المستخدمة ولكن أبعاد وتسليح لشداد نفسه تزيد . وفي هذه الحالة يجب الحسابة بربط الشداد بالقاعدة الدخلة لمعرصه لقوى لأسفل .

- يمكن ربط قاعدة جار شريطية بقواعد داخلية منفصلة أو شريطية شكل (٤٤-٦).
- في جميع حالات القواعد ذات الشد يجب العناية الخاصة بربط الشد بالقواعد وبالأعمدة.



شكل (٤٤-٦) : ربط قاعدة كابولية بدون عمود داخلي.



شكل (٤٥-٦) : ربط قواعد الجار الشريطية ،

الباب السابع

تصميم اللبشة بالطرق التقليدية

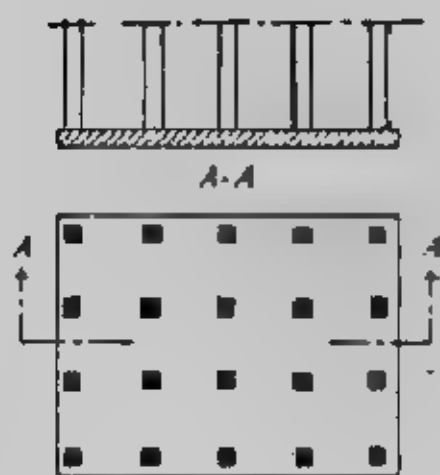
Traditional Design Method for Raft (Mat)

أساسات اللبشة (أو الحصيرة) Raft or Mat هي كتلة خرسانية عبارة عن بلاطة لا كمرية أو بلاطة بكرات تستخدم للتأسيس لعدد من الأعمدة في اتجاهين مختلفين (أكثر من عمودين) • واللبشة عبارة عن أساس مشترك، كما أنها تعتبر سقف خرساني مقلوب تركز عليه الأعمدة • كما أن اللبشة تدخل ضمن تصنيف الأساسات السطحية وتستخدم أساسات اللبشة في الحالات الآتية :

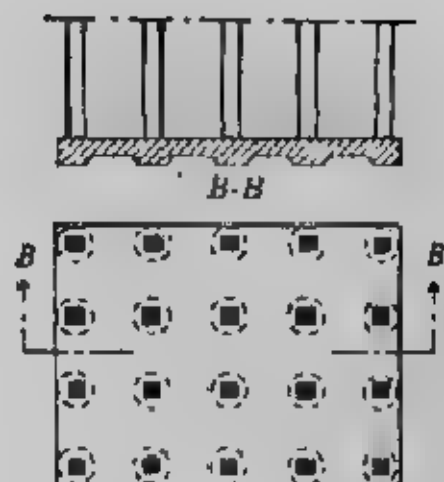
١. تستخدم اللبشة كأساسات مرنة للمنشآت ذات الكتلة الواحدة مثل صوامع الغلال والأسمنت والمداحن والمآذن والحرانات والأبراج والمكينات الكبيرة •
٢. حيث تكون قدرة تحمل التربة (جهد التربة) صغيرة أو أحمال الأعمدة كبيرة بقدر يجعل الأساسات السطحية الأخرى إذا استخدمت - تغطي أكثر من ٥٠٪ من مساحة موقع المبنى حيث تكون أساسات اللبشة في هذه الحالة أفضل هندسيا واقتصاديا •
٣. في حالة التربة الغير متجانسة الخواص على مساحة موقع المبنى مما يحشى معه حدوث الهبوط المتباين •
٤. في حالة التربة القابلة للانضغاط Compressible soil حيث لا يمكن التحكم في الهبوط المتباين •
٥. للمنشآت ذات البدرومات التي تتواجد أسفل منسوب المياه الجوفية مما يستلزم استخدام أساس لبشة يجعل للبدروم مناعة عالية لتسرب المياه الجوفية داخله •
٦. في حالات خاصة للتربة اللينة ذات الانضغاطية العالية ويسمى في هذه الحالة Floating Raft حيث يزال حجم من تربة الموقع يعادل وزن المنشأ أو وزن جزء منه بحيث يقل هبوط هذه التربة إلى قيمة مقبولة أو مسموح بها •
٧. للمنشآت ذات الحساسية العالية للهبوط المتباين •

أنواع أساسات اللبشة : Types of Raft (Mat) Foundation

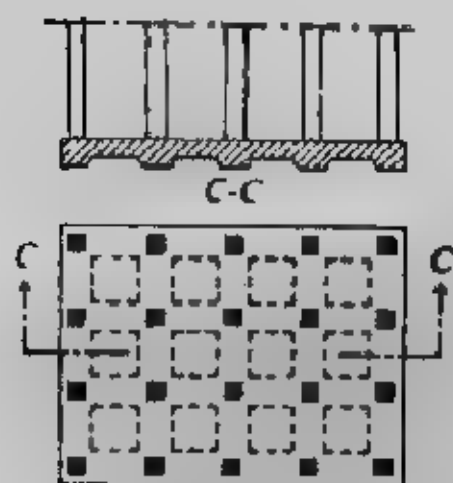
تستخدم عدة أنواع من أساسات اللبشة شكل (٧-١) منها :



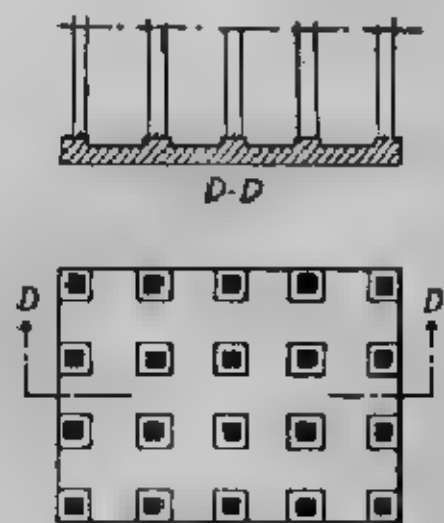
(a) flat slab



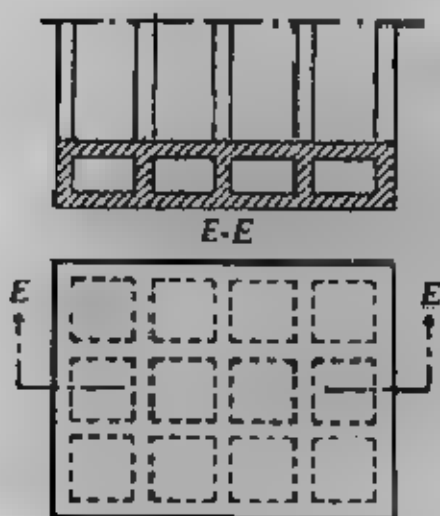
(b) plate thickened under columns



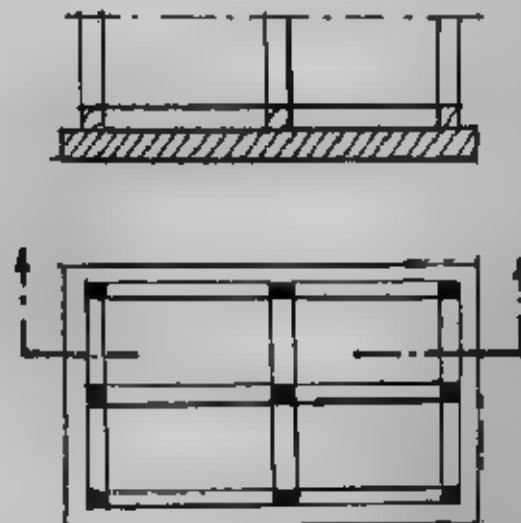
(c) waffle-slab



(d) plate with pedestals



(e) base walls as part of mat



(f) ribbed raft

شكل (١-٧): أشكال اللبشة.

١- اللبشة المسطحة Flat Raft وهي بلاطة حرسانية منتظمة السطح لا كمرية ، هذا النوع من أكثر الأنواع استخداما ويكون مناسباً عندما تكون العمدة ذات تقسيط مسطح وفي صفوف منتظمة أو شبه منتظمة ، ويتراوح سمك هذه اللبشة بين ٦٠ سم إلى ٢ متر .

٢- اللبشة المسطحة المقواة تحت الأعمدة Flat Raft Thickened Under Columns : وفي هذا النوع يزداد سمك اللبشة المسطحة أسفل الأعمدة ذات الأحمال الكبيرة لمقاومة قص الاحتراق وعزم الانحناء أسفلها وقد تكون هذه الزيادة في السمك أسفل البلاطة أو أعلاها . Pedestal

٣ اللبشة الكمرية Beams and Slab Raft يمكن استخدام كمرات رئيسية وثانوية في اتجاهين وتقع الأعمدة عند نقط تقابل الكمرات، وقد تكون هذه الكمرات أسفل البلاطة أو أعلى البلاطة .

٤- لبشة البلاطة بالحوائط (اللبشة الصندوقية) Slab with Basement Walls (Box Raft) يستخدم هذا النوع حينما تكون العزوم على اللبشة كبيرة وذلك نتيجة لكبر حمل الأعمدة واتساع المسافات بين الأعمدة ، ويمكن عمل اللبشة على شكل صندوقى بعمل تجاويف خلوية في اللبشة لزيادة سمك الأساس بدون زيادة كبيرة في وزن الأساس ، كما يمكن عمل اللبشة في صورة بناء صندوقى باستخدام حوائط وأسقف أرضية متصلة اتصالاً صلباً ومستمر (كهياكل جاسنة) .

الهبوط المتباين لللبشة Differential Settlement of Raft :

أساسات اللبشة كأي أساس يجب أن تكون آمنة من انهيار القص Shear Failure وآمنة من الهبوط الزائد Excessive Settlement والهبوط عادة لا يرتبط بالقربية الرملية وإنما يرتبط بالقربية الساعمة ولقد اقترح معهد الخرسانة الأمريكي ACI الطريقة الآتية لحساب الهبوط المتباين لأساسات اللبشة وذلك باستخدام معامل الجساءة K_r Rrigidity Factor والذي يحسب من :

$$K_r = \frac{E' I_b}{B L^3}$$

where E' = modulus of elasticity of the material used in the structure.

E = modulus of elasticity of the soil

B = width of foundation

I_b = moment of inertia of the structure per unit length at right angles to B

أما الجزء $E' I_b$ فيعبر عنه :

$$E'I_b = E \left(I_F + \Sigma I_b + S \frac{ah^3}{12} \right)$$

where $E'I_b$ = flexural rigidity of the foundation per unit length at right angles to B

$\Sigma E'I_b$ = flexural rigidity of the framed members

$\Sigma (E'ah^3/12)$ = flexural rigidity of the shear walls

a = shear wall thickness

h = shear wall height

واعتمادا على قيمة K_r فإن النسبة δ وهى :

δ = Differential settlement/total settlement

فإنها تحسب كالآتى :

1- If $K_r > 0.5$, it can be treated as a rigid mat, and $\delta = 0$

2- If $K_r = 0.5$, then $\delta \approx 0.1$

3- If $K_r = 0$ $\delta = 0.35$ for square mats ($B/L = 1$) and $\delta = 0.5$ for long

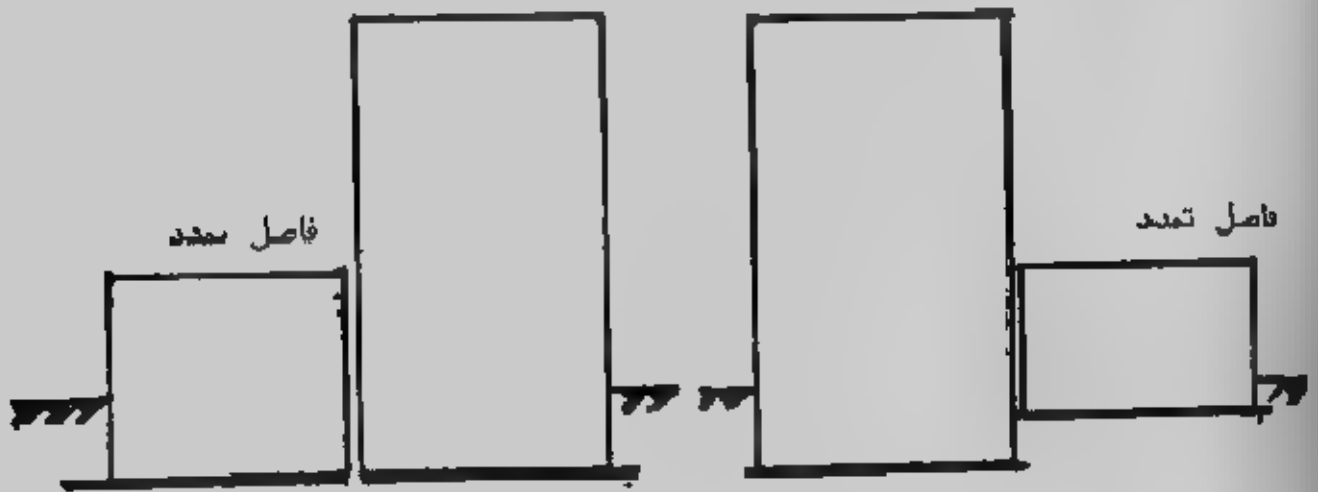
تنفيذ اللبشة Construction for Raft :

يمكن تنفيذ اللبشة على تربة لتأسيس (بينهما خرسانة عادية طبعا) أو على خوازيق ذات تقسيط متساو فى الاتجاهين. وتنفذ اللبشة من الخرسانة المسلحة والتي تصب فى مساحات صغيرة أبعادها عادة 6×6 مترا ولا تزيد عن 10×10 مترا وذلك لتجنب حدوث شروخ الإنكماش Shrinkage Cracks ويجب اختيار وصلات الصب بعناية عند أمكن القص المنخفض والتي غالبا ما تكرر فى منتصف لبحور بين الأعمدة وتترك فترة رمنية لا تقل عن ٢٤ ساعة بين صب المساحات المتجاورة كما يجب أن تبقى أسياخ التسليح مستمرة عبر الوصلات وعند الحاجة لوصل أسياخ التسليح فإنه يجب ألا يقل طول وصلة الأسياخ عن ٥٠ مرة قطر السطح. كما يجب أن تكون الخرسانة قوية لنقل قوى القص عبر الوصلات.

ولبشة الخرسانة المسلحة ككل الأساسات الخرسانية المسلحة لا توضع فوق التربة مباشرة بل يجب صب لبشة من الخرسانة العادية أسفلها وذلك لتسهيل العمل فى الموقع عند رص الحديد ومنع المياه الجوفية من الاختلاط بالخرسانة المسلحة لللبشة وفى هذه الحالة يكون منسوب التأسيس أسفل الخرسانة العادية وهو المنسوب الذى حسبته عنده قدرة تحمل التربة.

وفى بعض أنواع التربة اللينة والمغمورة بالمياه الجوفية عند منسوب التأسيس فإنه يمكن استخدام طبقات الإحلال من الدقشوم أو الزلط أو خليط الزلط بالرمل مع النعك الجيد وذلك لمنع هروب الخرسانة فى التربة اللينة أو اختلاطها بالتربة وانفصال مكوناتها بتأثير المياه الجوفية. ويحدد سمك طبقة الإحلال حسب حالة التربة واعتبارات التصميم ولكن

يجب ملاحظة أنه في حالة أساسات اللبشة فإن طبقات الإحلال لا تكون مؤثرة في تقليل الإجهادات الواصلة من اللبشة للتربة كما هو الحال في القواعد المنفصلة .
وعند تنفيذ مبنى يتكون من أكثر من ارتفاع على لبشة كما في شكل (٧-٢) .



شكل (٧-٢) : مبنى متغير الارتفاع على لبشة

فإنه يجب عمل فاصل هبوط بين جزئى أو أجزاء المبنى المتباينة في الارتفاع وذلك بسبب اختلاف الضغط الواقع من أجزاء المبنى على التربة والذي يؤدي إلى حدوث هبوط مختلف ومتباين . كما يمكن في بعض الحالات تغيير منسوب التأسيس لهذه الأجزاء .

تصميم اللبشة Design of Raft :

كان وما يزال تصميم اللبشة بدقة وبأخذ جميع اعتبارات التصميم عملاً ليس سهلاً . ولذلك فقد بدأ الباحثون تصميم اللبشة بطرق تقريبية بسيطة تؤدي إلى حلول تقريبية ، ويطلق على هذه الطرق "الطرق التقليدية" . ثم مع التوسع في استخدام طرق التحليل العددي ومع انتشار استخدام الحاسبات الإلكترونية أمكن تصميم اللبشة بطرق أكثر دقة .

وتصمم اللبشة كعنصر جاسئ Rigid Raft أو كلبشة مرنة Flexible Raft .
وتعامل اللبشة كعنصر جاسئ حينما يكون الإجهاد الذي تنقله إلى التربة منتظم التوزيع ويساوى الوزن الكلى للمبنى مقسوماً على مساحة اللبشة ، ويحدث ذلك عندما تنطبق محصلة الأحمال مع مركز نقل اللبشة . وهذا الافتراض صحيح إذا كانت الأعمدة متقاربة الأحمال والبعور وهذا طبعا يصعب تحقيقه عمليا في جميع الأحوال ، ولذلك فإنه يمكن تحقيق هذا الافتراض إذا كان التجاوز في الحمل والبعور لا يتعدى ٢٠% ويمكن تقسيم اللبشة إلى

عدد من الأجزاء حسب كثافة التحميل وبصمم كل جزء على متوسط الإجهاد الواقع عليه .
وتعامل اللبشة كعنصر جاسئ عندما تنفذ على تربة غير قاسية لأن اللبشة على هذه التربة
تعيد توزيع الإجهادات عندما يحدث هبوط غير متساو . وتصمم اللبشة كعنصر مرن
Flexible عندما تتعرض اللبشة إلى أحمال لا مركزية كبيرة أو عندما تنفذ على تربة قاسية
Stiff . وعند تصميم اللبشة المرنة فإنه إذا لم يؤخذ الهبوط المتباين في الاعتبار فإن ضعف
حديد التسليح المحسوب يستخدم في التسليح وقد تصل نسبة حديد التسليح إلى ١٪ من قطاع
اللبشة مقسمة إلى حديد علوي وحديد سفلي . وفي اللبشة المرنة قد يزيد سمك القطاع عند
الأعمدة لمنع الانهيار بالقص .

ويجب الإشارة إلى أن وزن الحصى لا يدخل في الحساب الإنشائي لأنه يعتبر
حمل مباشر على الأرض . وسوف تقدم في هذا الباب تفصيلاً الطرق التقليدية لتصميم
اللبشة وهي طرق تقريبية لحد ما . أما الطرق الأكثر دقة فسوف نناقشها في الباب القادم .
والطرق التقريبية تستخدم حينما تكون اللبشة عالية الجساءة والأعمدة متقاربة التحميل
والبحور . وهذه الطرق هي :

- ١- تصميم اللبشة كقاعدة مستمرة .
- ٢- تصميم اللبشة كبلطة منبسطة .
- ٣- تصميم اللبشة بالطريقة التقليدية .
- ٤- تصميم اللبشة الكمرية .

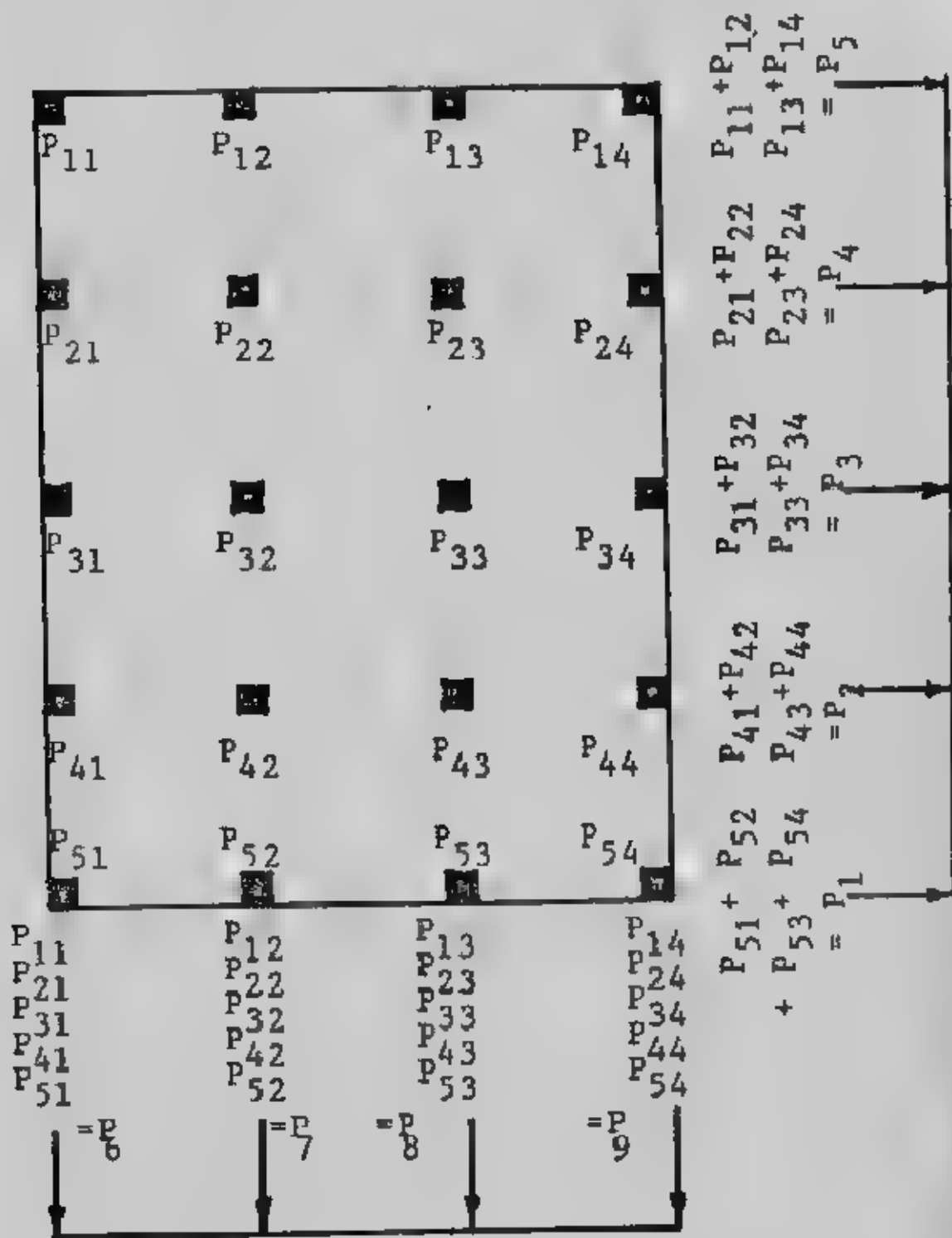
أولاً : تصميم اللبشة كقاعدة مستمرة Continuous Footing Raft :

- هذه الطريقة تقريبية وبدائية لتصميم اللبشة اللاكمرية وتستخدم كحل تقريبي
أو أولى لللبشة وتتم هذه الطريقة بالخطوات الآتية :
- ١ لكل اتجاه من الاتجاهين الطولي والعرضي تسقط مجموع أحمال الأعمال على طول
وعرض اللبشة شكل (٢-٢) .
 - ٢- تعين محصلة الأحمال ومكانها لكل اتجاه .
 - ٣- لكل اتجاه يحسب الجهد تحت الأساس المستمر بأي طريقة لحساب الإجهادات . ويلاحظ
أن الجهد يأخذ شكل شبه منحرف إذا كانت المحصلة لا مركزية .
 - ٤- يحسب ويرسم كل من القص والعزوم عند القطاعات المختلفة في الاتجاهين .
 - ٥- يصمم القطاع من حيث التسليح ليقاوم القص والقص الثاقب والعزوم .

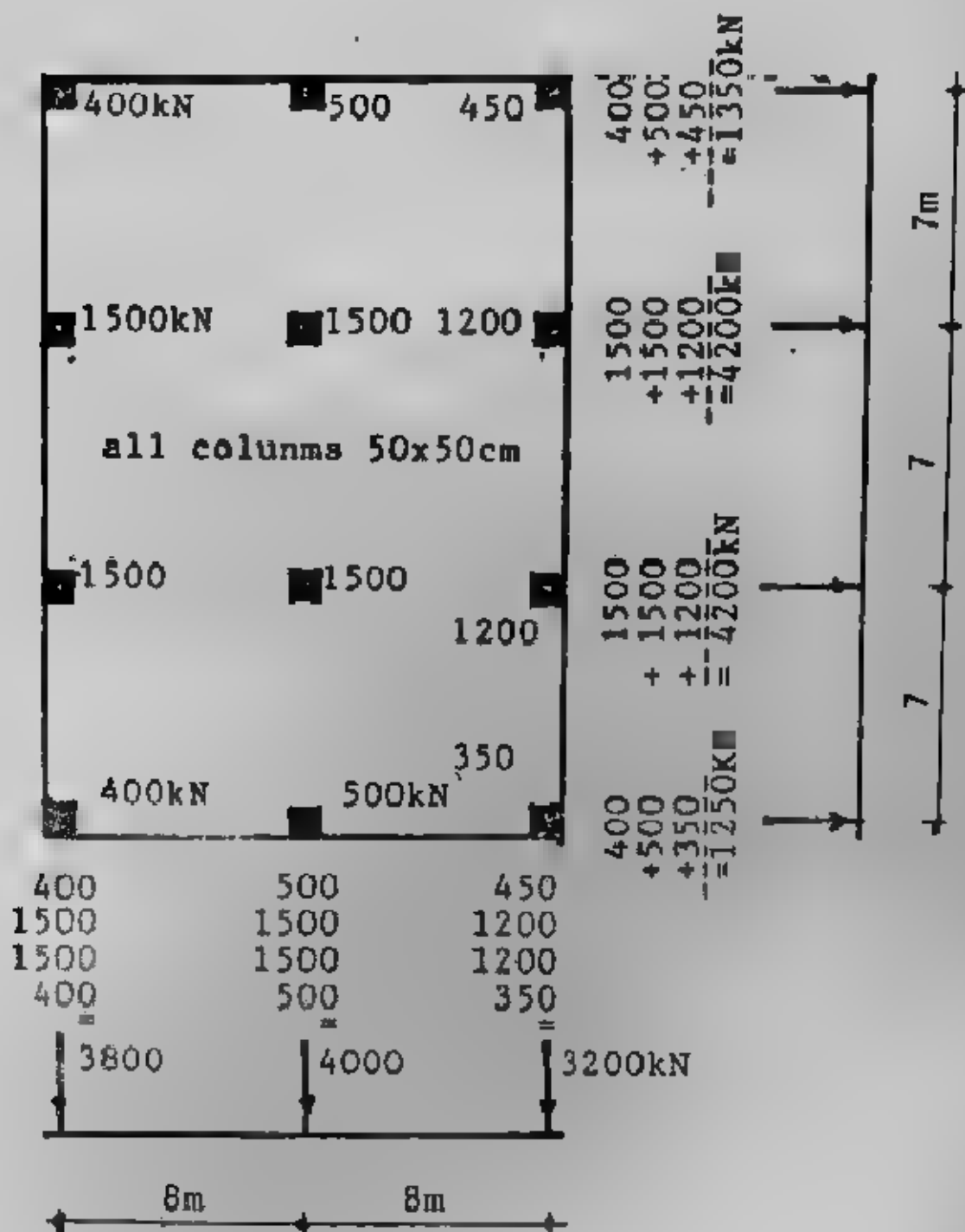
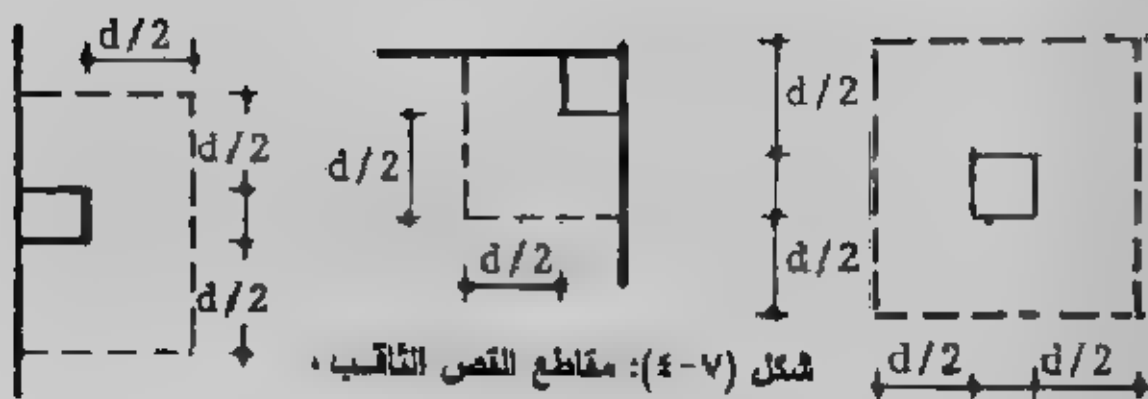
٦ يلاحظ أن القص الثاقب هو المؤثر في تحديد سمك اللبشة ذات الحساء العالية وبحسب العمق للحالات المختلفة للأعمدة : عمود داخلي وعمود جار وعمود ركن كما في شكل (٤-٧)

Example (7-1):

Design a continuous footing raft for columns shown in Fig (7-5). The net allowable soil pressure is 52.5 kN/m^2 , $f_c = 50 \text{ kg/cm}^2$, $f_s = 1400 \text{ kg/cm}^2$, $q_p = 800 \text{ kN/m}^2$.



شكل (٧-٣) : تصميم اللبشة كقاعدة مستمرة.



شکل (٧-٥) مثال (٧-١) أبعاد وأحمال .

Solution :

Longitudinal direction

$$P_1 = 400 + 500 + 350 = 1250 \text{ kN}$$

$$P_2 = 1500 + 1500 + 1200 = 4200 \text{ kN}$$

$$P_3 = 1500 + 1500 + 1200 = 4200 \text{ kN}$$

$$P_4 = 400 + 500 + 450 = 1350 \text{ kN}$$

$$R = 1250 + 4200 + 4200 + 1350 = 11000 \text{ kN}$$

$$X_1 = (4200 \times 7 + 4200 \times 14 + 1350 \times 21) / 11000 = 10.595 \text{ m}$$

$$e = 10.5 - 10.595 = 0.095 \text{ m}$$

$$q_1 = \frac{R}{BL} \left(1 \pm \frac{6e}{L} \right)$$

$$= \frac{1100}{16.5 \times 21.5} \left(1 \pm \frac{6 \times 0.095}{21.5} \right)$$

$$q_1 = 31.83 \text{ kN/m}^2 = 31.83 \times 16.5 = 525.195 \text{ kN/m}$$

$$q_2 = 30.19 \text{ kN/m}^2 = 30.19 \times 16.5 = 498.135 \text{ kN/m}$$

The stresses, stress load, shearing forces and bending moments are given in Fig. (7-6).

Short direction :

$$P_5 = 400 + 1500 + 1500 + 400 = 3800 \text{ kN}$$

$$P_6 = 500 + 1500 + 1500 + 500 = 4000 \text{ kN}$$

$$P_7 = 450 + 1200 + 1200 + 350 = 3200 \text{ kN}$$

$$R = 3800 + 4000 + 3200 = 11000 \text{ kN}$$

$$X_1 = (4000 \times 8 + 3200 \times 16) / 11000 = 7.564 \text{ m}$$

$$e = 8 - 7.564 = 0.436 \text{ m}$$

$$q_1 = \frac{11000}{16.5 \times 21.5} \left(1 \pm \frac{6 \times 0.436}{16.5} \right)$$

$$q_1 = 35.92 \text{ kN/m}^2 = 35.92 \times 21.5 = 772.28 \text{ kN/m}$$

$$q_2 = 26.09 \text{ kN/m}^2 = 26.09 \times 21.5 = 560.935 \text{ kN/m}$$

The stresses, stress load, shearing forces and bending moments are given in Fig. (7-7) from Figs. (7-6) and (7-7), it is clear that

$$M_{\max} = 8090.42 \text{ kN m}$$

$$= 8090.42 / 21.5 = 376.3 \text{ kN m/m}$$

$$d = 0.361 \sqrt{376.3 \times 10^4 / 100} = 70.03 \text{ cm}$$

$$\text{take } t = 0.80 \text{ m, } d = 0.73 \text{ m}$$

check punching fig. (7-8).

$$b_o = 2(0.5 + d/2) + (0.5 + d) = 1.5 + 2d$$

$$= 1.5 + 2 \times 0.73 = 2.96 \text{ m}$$

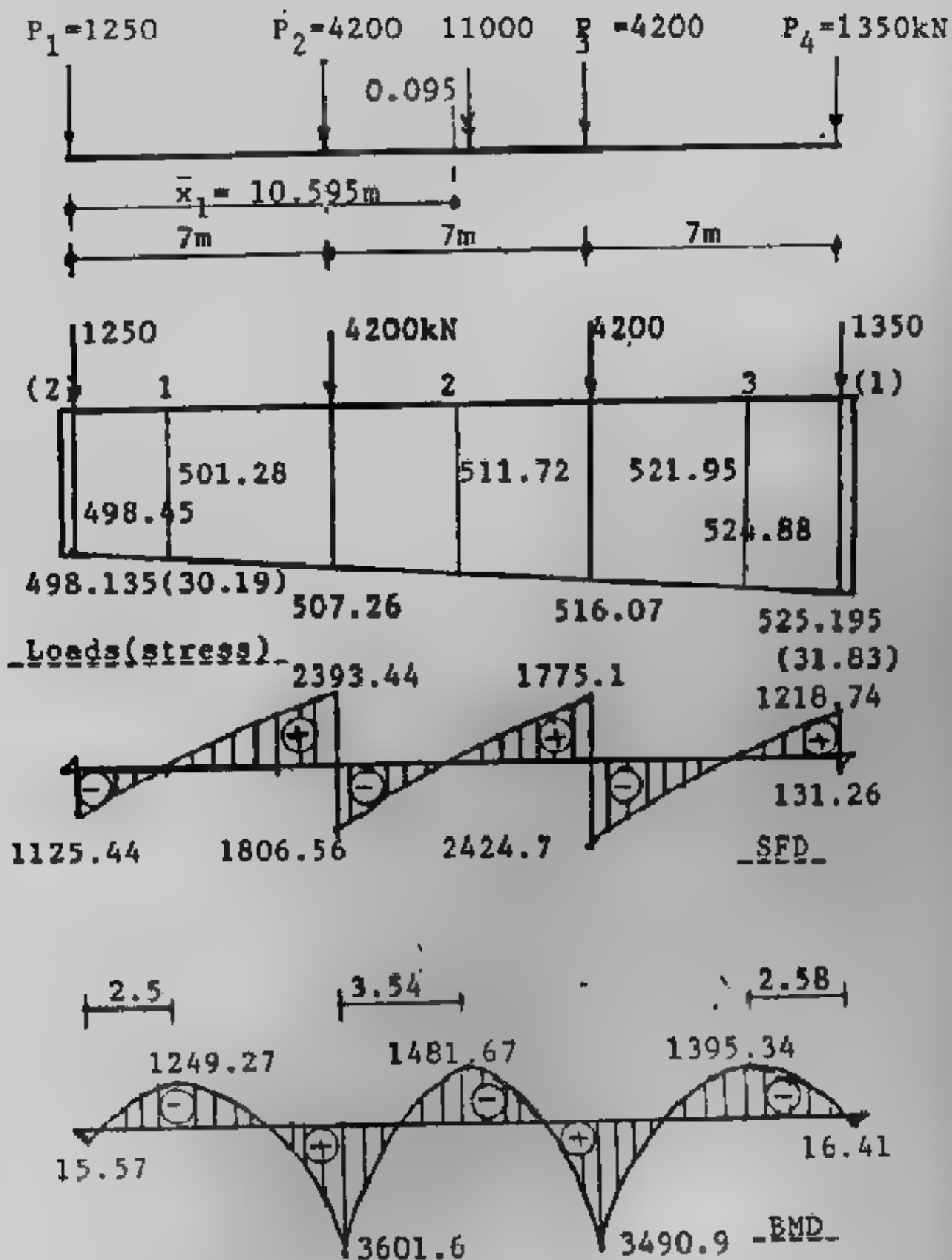
$$A_o = (0.5 + d/2)(0.5 + d) = (0.5 + 0.73/2)(0.5 + 0.73)$$

$$= 0.865 \times 1.23 = 1.064 \text{ m}$$

$$q_p = 1500 - 1.064 \times 35.92 = 1461.78 \text{ kN}$$

$$d_p = \frac{Q_p}{q_p b_o} = 0.62 \text{ m}$$

$$A_s \text{ Top short} = \frac{376.3 \times 10^4}{1237 \times 73} = 41.67 \text{ cm}^2$$



شكل (٧-٦): الأحمال والقوى الداخلية لاتجاه الطولي.

take $9 \phi 25/m'$ and $5 \phi 16/m'$ in bottom (min.)

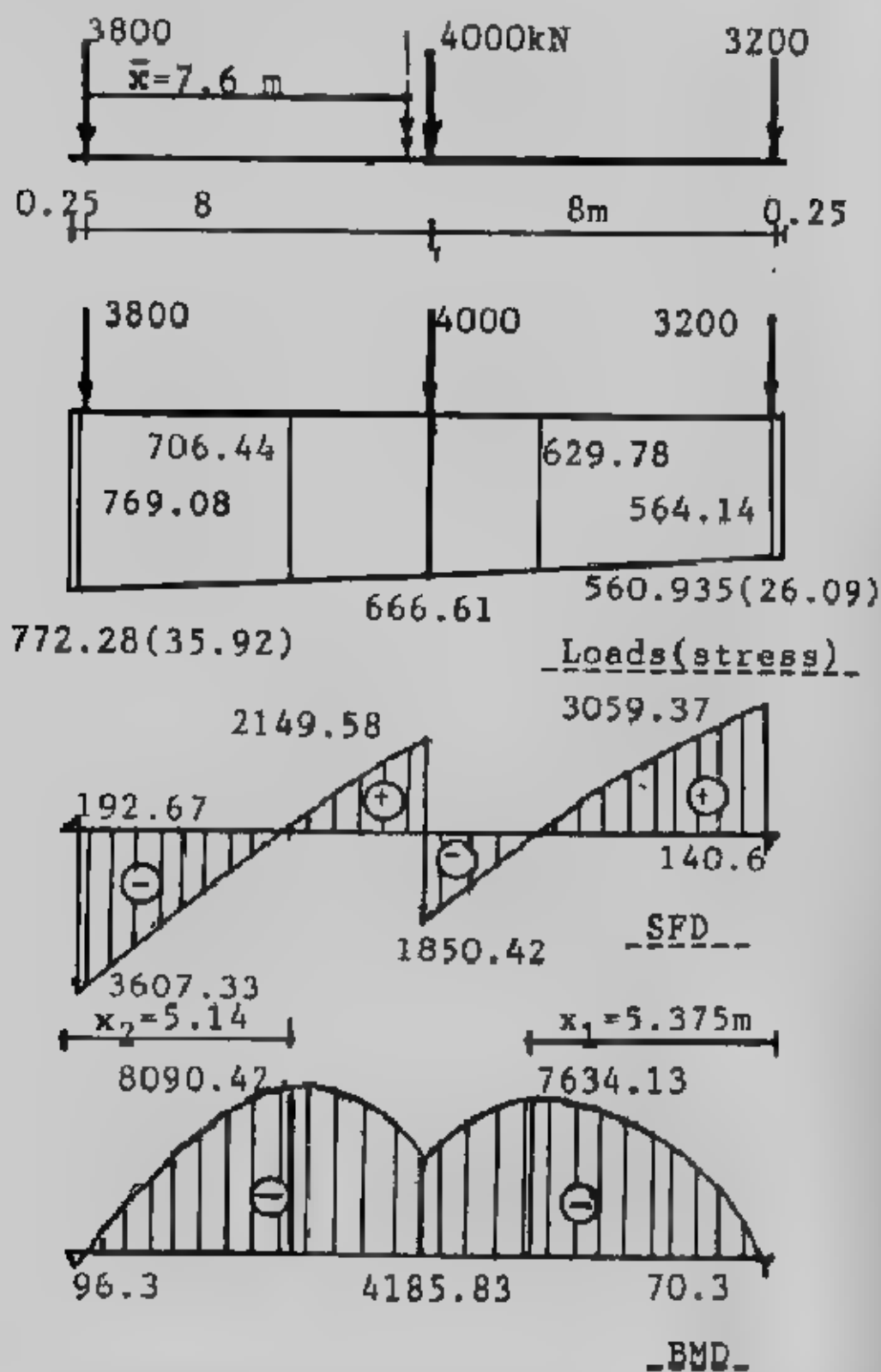
$M_{max} (-ve) = 1481.67/16.5 = 89.8 \text{ kN m/m'}$

As top long = $89.8 \times 10^4 / (1237 \times 73) = 9.94 \text{ cm}^2$ $5 \phi 16/m'$

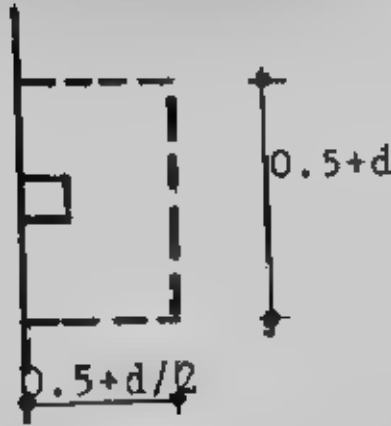
$M_{max} (+ve) = 3490.16.5 = 211.57 \text{ kN/m/m}$

As bottom long = $\frac{211.57}{1237 \times 73} = 23.43 \text{ kN m/m}$

Details of design are shown in Fig. (7-9).



شكل (٧-٧) : الأحمال والقوى الداخلية للاتجاه العرضي.



شكل (٧-٨): القص.

ثانيا : تصميم اللبشة كبلطة منبسطة : Design of Flat Slab Raft

اللبشة ذات التخالطة الواحدة تقسم إلى شرائح أعمدة وشرائح وسط على أن يكون عرض شرائح العمود $b + 2d$ حيث b عرض العمود و d تخالط البلاطة التي يمكن فرضها ١٠/١ (عشر) البحر الصافي بين الأعمدة. كما يمكن أخذ عرض شريحة العمود مساوية $7b$ ، شكل (٧-١٠). وتُصمم شرائح الأعمدة ككمرات مستمرة محملة بأحمال مثلثية كما هو مبين بالشكل (٧-١٠). ويحسب عزم الانحناء $Pl^2/12$ ، ويحسب السمك والتسليح لكل شريحة، كما يحسب السمك ليكون كافيا لكل من القص والقص الثاقب ويمكن تنفيذ Pedestals عند الأعمدة لتحقيق ذلك في بعض الحالات، شكل (٧-١١). أما الجزء من اللبشة الواقع بين شرائح الأعمدة في الاتجاهين فإنه يصمم لبلاطة باتجاهين Two way slab مثبتة على شرائح الأعمدة وبنفس تخالطها ويؤخذ العزم لهذا الجزء $pl^2/12$.

Example (7-2) :

Design the raft foundation for columns shown in Fig. (7-13) The net allowable soil pressure is 0.52 kg/cm^2 , $f_c = 50 \text{ kg/cm}^2$, $f_s = 1400 \text{ kg/cm}^2$.

Solution :

$$\Sigma \text{ load} = 3 \times 80 + 1 \times 90 + 2 \times 100 + 2 \times 110 + 120 = 870 \text{ t}$$

$$\text{take } 14.3 \times 11.7 \text{ m}$$

$$q = 870 / (14.3 \times 11.7) = 5.2 \text{ t/m}^2$$

The columns strips are shown in Fig. (7-13)

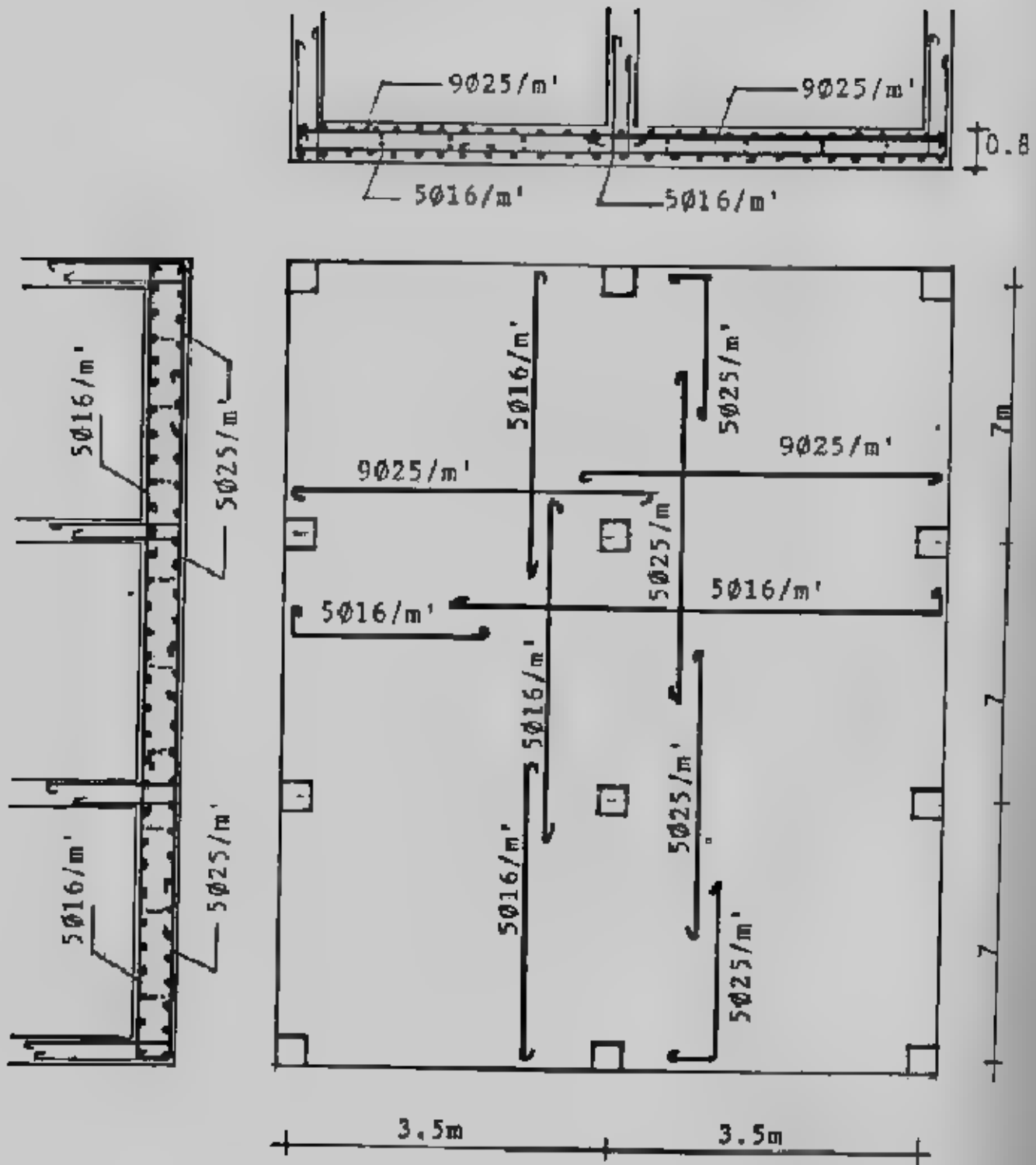
$$p = sq = 5.5 \times 5.2 = 28.6 \text{ t/m}^2$$

Long direction :

$$M = 5.2 \times 4.5 \times 5.5^2 / 12 = 58.98 \text{ mt}$$

$$d = 0.361 \sqrt{58.98 \times 10^3 / 150} = 71.59 \text{ cm}^2$$

$$\text{take } t = 80 \text{ cm}, d = 73 \text{ cm}$$



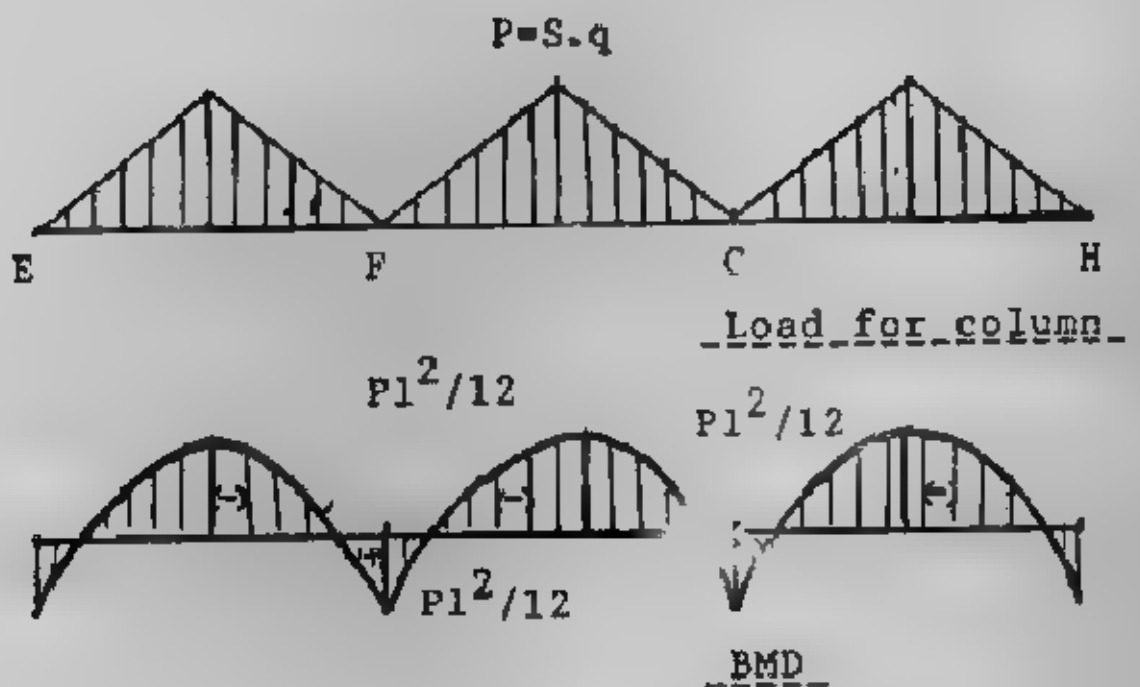
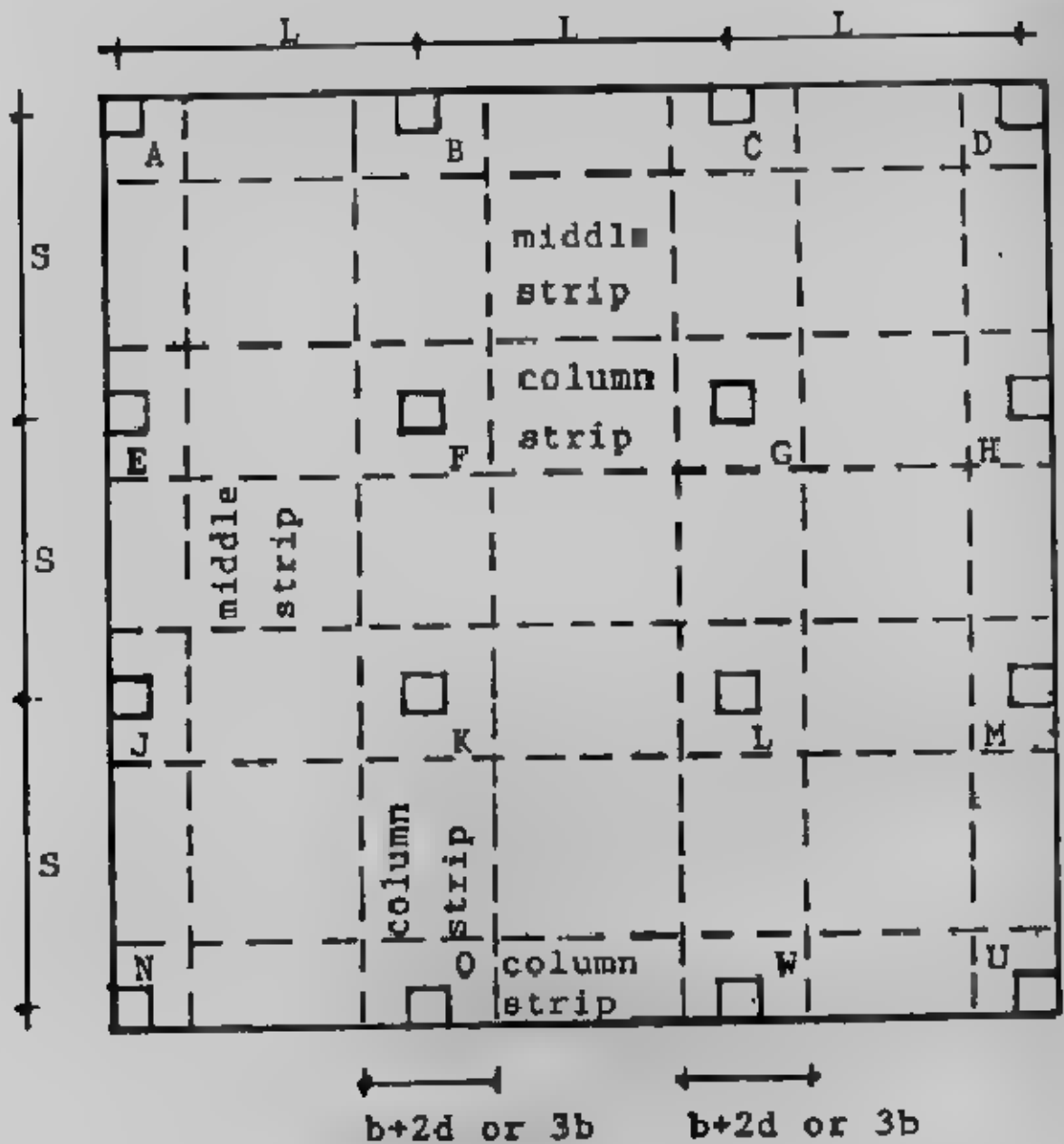
شكل (٩-٧) : مثال (٩-٧) تفاصيل التصميم •

$$A_s = \frac{58.98 \times 10^5}{73 \times 1237} = 65.31 \text{ cm}^2$$

take 14 ϕ 25/1.5 m or 10 ϕ 25/m'

Short Direction

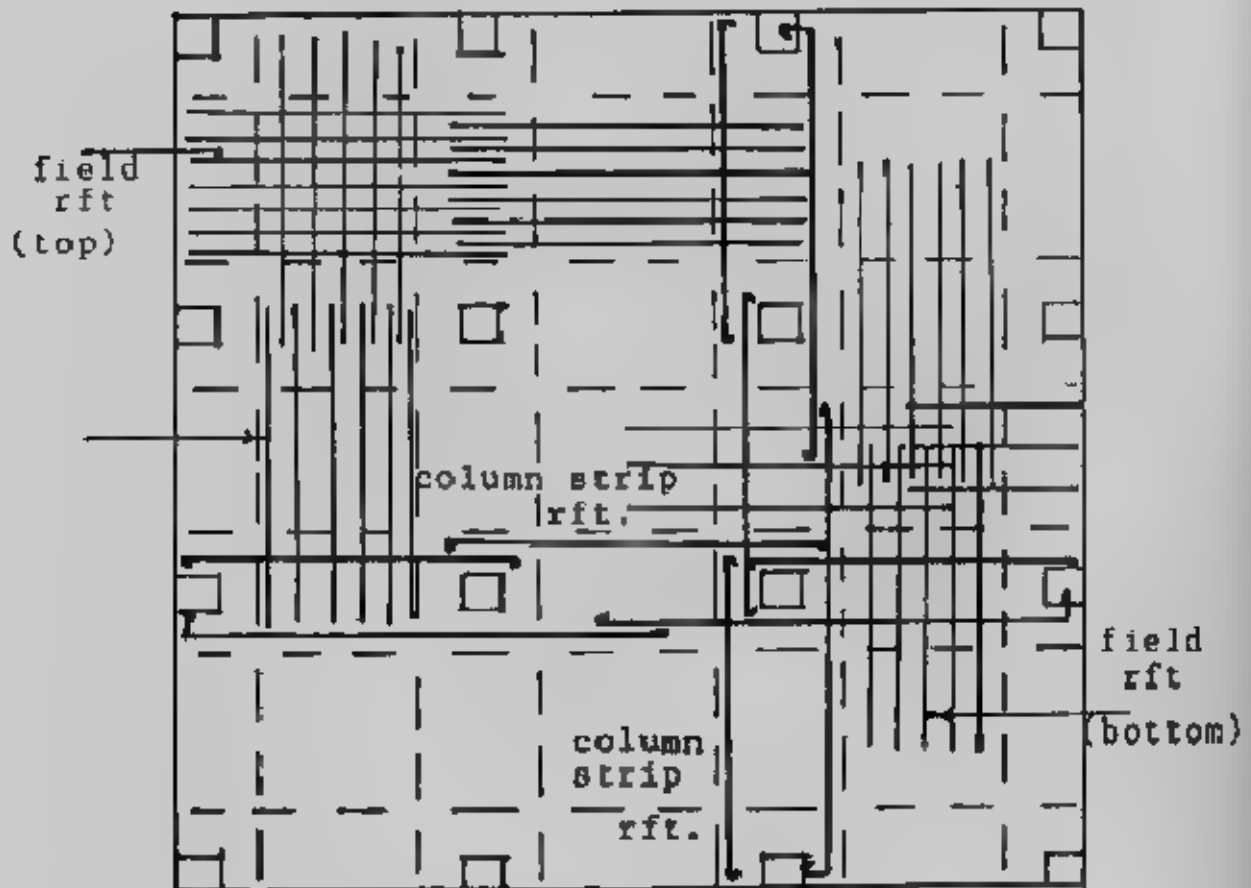
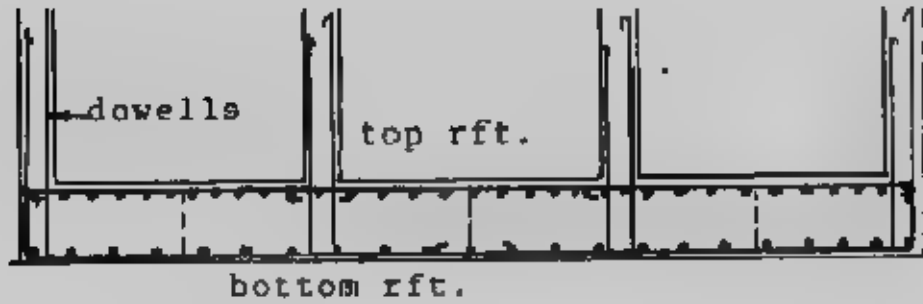
$$M = 5.5 \times 5.2 \times 4.5^2/12 = 48.26 \text{ mt}$$



شكل (٧-١): تصميم اللبشة كبلطة متوسطة.



شكل (٧-١١) : أعمدة مقواه في نهايتها .



شكل (٧-١٢) : تفاصيل تسليح اللبشة كبلطة منبسطة .

$$A_s = \frac{48.26 \times 10^3}{73 \times 1237} = 53.44 \text{ cm}^2$$

take 11 ϕ 25/1.5 m or 8 ϕ 25/m

Middle strips

$$q = 5.2 \text{ t/m}^2$$

$$M_{\text{max}} = q l^2 / 12 = 5.2 \times 4^2 / 12 = 6.93 \text{ mt/m}$$

$$A_{\text{min}} = 0.002 \times 73 \times 100 = 14.6 \text{ cm}^2$$

take 6 ϕ 19/m

Check of punching

$$Q_p = 120 - 5.2 \times 0.5 \times 0.5 = 118.7 \text{ t}$$

$$q_p = 118.7 \times 10^3 / 50 \times 4 \times 68 = 9.42 \text{ kg/cm}^2 \text{ safe}$$

The details of design are shown in Fig. (7-14).

ثالثاً : تصميم اللبشة بالطريقة التقليدية Conventional Method :

تتلخص طريقة تصميم اللبشة بهذه الطريقة في الخطوات الآتية :

١- تعيين محصلة أحمال الأعمدة الميية بشكل (٧-١٥) .

$$R = P_1 + P_2 + P_3 + \dots$$

٢ تختار مساحة اللبشة بحيث تغطي الأعمدة كلها أو المساحة كلها .

٣- يحدد موقع المحصلة R ومنها تعين الإزاحات e_x, e_y .

٤- تحدد خصائص مساحة اللبشة A وهي المساحة ومركزها وعزوم القصور الذاتي I_x, I_y .

٥ تحسب عزوم أحمال الأعمدة حول محوري x, y ليعين M_x, M_y

$$M_x = R \cdot e_y \quad \text{or} \quad M_y = R \cdot e_x$$

٦- يحسب توزيع الجهد على التربة أسفل اللبشة عند نقط تأثير الأعمدة باستخدام المعادلة :

$$q = \frac{R}{A} \pm \frac{M_x}{I_x} \pm \frac{M_y}{I_y} X$$

ويراعى عند أي نقطة تحقيق ما يلي :

$$q \text{ at any point} \leq q_{\text{net allowable}}$$

٧ تقسم اللبشة إلى شرائح في الاتجاهين في منتصف المسافة بين محاور الأعمدة .

٨- تصمم كل شريحة على أقصى إجهاد واقع عليها ويعتبر هذا الإجهاد الأقصى منتظم

التوزيع على الشريحة .

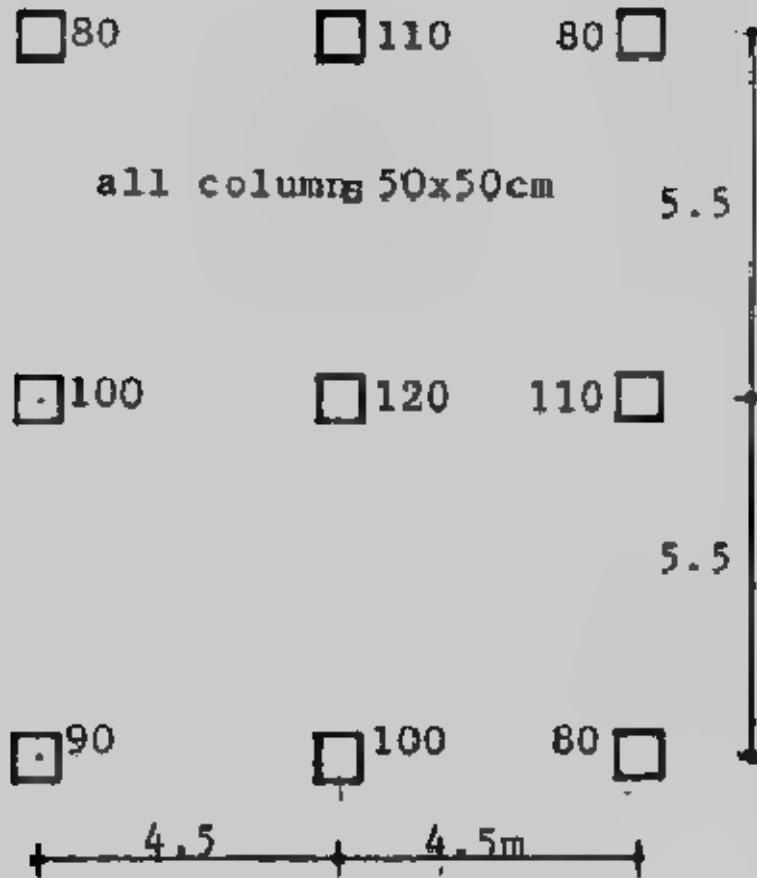
ويحسب عزم الانحناء من :

$$M = qL^2/10$$

إذا كانت الشريحة تحمل أكثر من ثلاث أعمدة

$$M = qL^2/8$$

إذا كانت الشريحة تحمل ثلاث أعمدة أو عمودين



شكل (٧-١٣) : مثال (٧-٢) .

ويشترط لحساب العزوم بالطريقة المذكورة ألا يزيد أي بحر للأعمدة عن ٢٠٪ عن البحر المجاور . وإذا لم يتحقق هذا الشرط يحسب عزم الانحناء بأحد الطرق المعروفة في حساب الإنشاءات . وبطريقة أخرى أكثر عمومية يمكن تعيين العزوم والقص بالخطوات الآتية :

أ - يؤخذ لكل شريحة جهد التربة المتوسط عليها q_{av} وهو نصف مجموع أقصى وأقل جهد على طول الشريحة .

ب - حيث أن محصلة جهد التربة على الشريحة لا تساوي مجموع أحمال الأعمدة عليها فإنه يجب ضبط أحمال الأعمدة بإيجاد معامل تعديل أحمال الأعمدة :

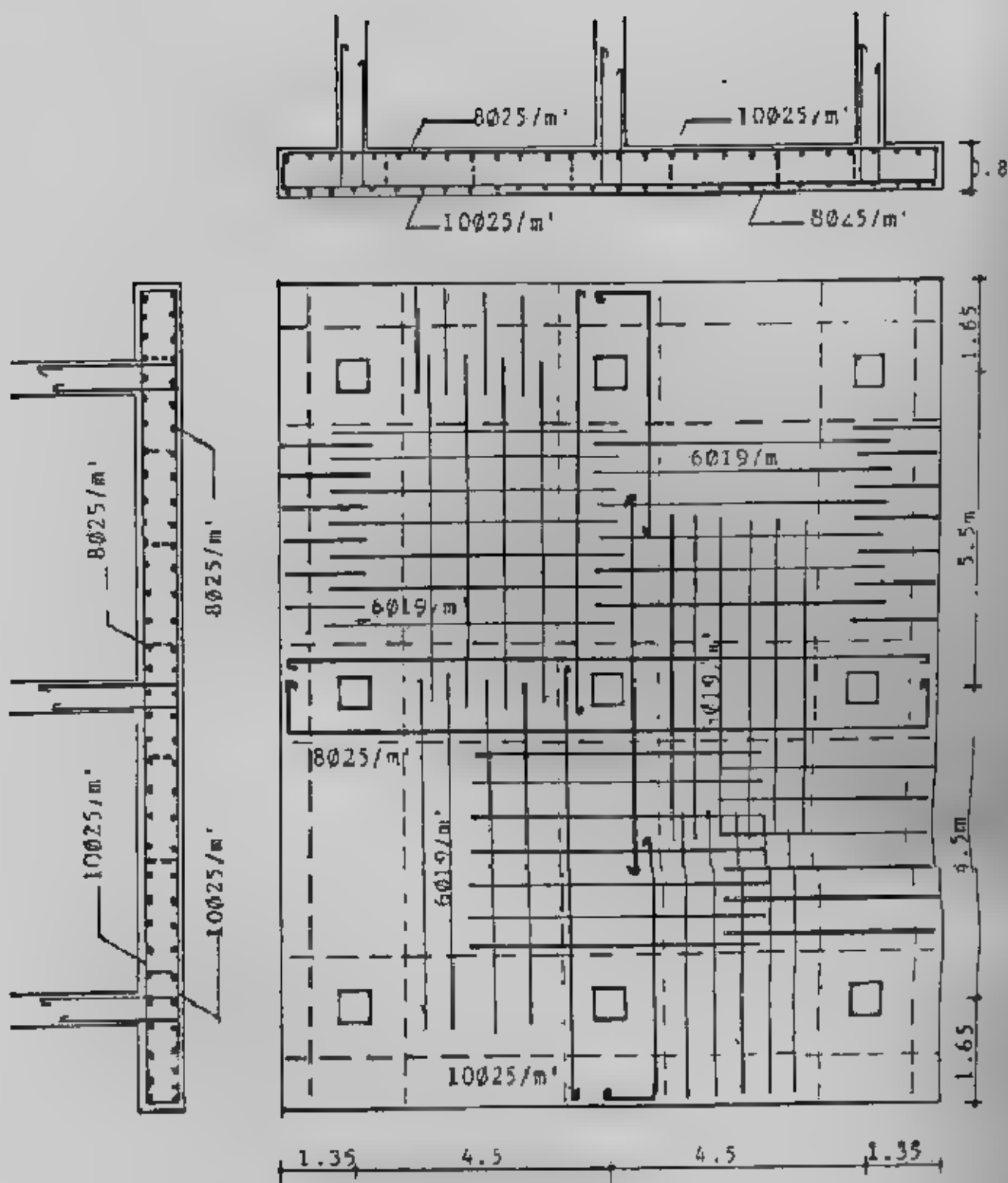
$$\text{Average load} = 1/2 [(q_{av} B_1 B + (P_1 + P_2 + P_3 + P_4)]$$

$$q_{av \text{ (modified)}} = q_{av} (\text{average load} / q_{av} B_1 B)$$

وبذلك يكون معامل تعديل أحمال الأعمدة

$$F = \text{average load} / (P_1 + P_2 + P_3 + P_4)$$

وعند حل هذه الشريحة تؤخذ أحمال الأعمدة FP_1, FP_2, FP_3, FP_4 ثم يوجد العزم والقص بعد ذلك وتكرر الخطوات لكل شريحة .



شكل (٧-١٤): تفاصيل التسليح.

- ج- يؤخذ أقصى عزم موجب وسالب لكل الشرائح في نفس الاتجاه ويصمم المقطع من حيث السمك والحديد في الاتجاهين .
- ٩- يجب ملاحظة أن يحسب سمك اللبشة بحيث يقاوم القص والقص الثاقب شكل (٧-١٥) والقص الثاقب هنا هو الأكثر تأثيراً .
- ١٠- ترسم المساقط المختلفة لللبشة لبيان تفاصيل التصميم .

Example (7-3):

The plan of a mat foundation with columns loads is shown in Fig. (7-16) The size of the mat is 16.5 m x 21.5 m. All columns are 0.5m x 0.5 m in section. Given $q_{\text{ult soil}} = 60 \text{ kN/m}^2$, $f_c = 20.7 \text{ MN/m}^2$, $f_y = 413.7 \text{ MN/m}^2$ and Design the given mat.

Solution :

تقسم اللبشة إلى شرائح طولية وشرائح عرضية كما بشكل (٧-١٦) .

$$\text{Area of raft } A = (16.5)(21.5) = 354.75 \text{ m}^2$$

$$I_x = BL^3/12 = (16.5)(21.5)^3/12 = 13.665 \text{ m}^4$$

$$I_y = LB^3/12 = (21.5)(16.5)(16.5)^3/12 = 8050 \text{ m}^4$$

$$R = 350 + 2(400) + 450 + 2(500) + 2(1200) + 4(1500) = 11000 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \bar{X} &= P_1 \times 1 + P_2 \times 2 + P_3 \times 3 + \dots / R \\ &= (8.25)(500 + 1500 + 1500 + 500) + (16.25)(350 + 1200 + 1200 + 450) \\ &\quad + (0.25)(400 + 1500 + 1500 + 400) / 11000 \\ &= 7.814 \text{ m} \end{aligned}$$

$$e_x = \bar{X} - B/2 = 7.814 - 8.25 = -0.436 \approx -0.44 \text{ m}$$

$$M_y = R \cdot e_x = (11000)(0.44) = 4840 \text{ kN.m}$$

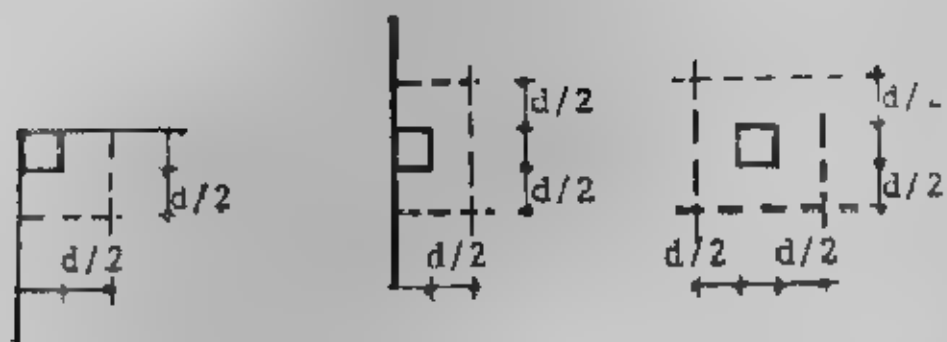
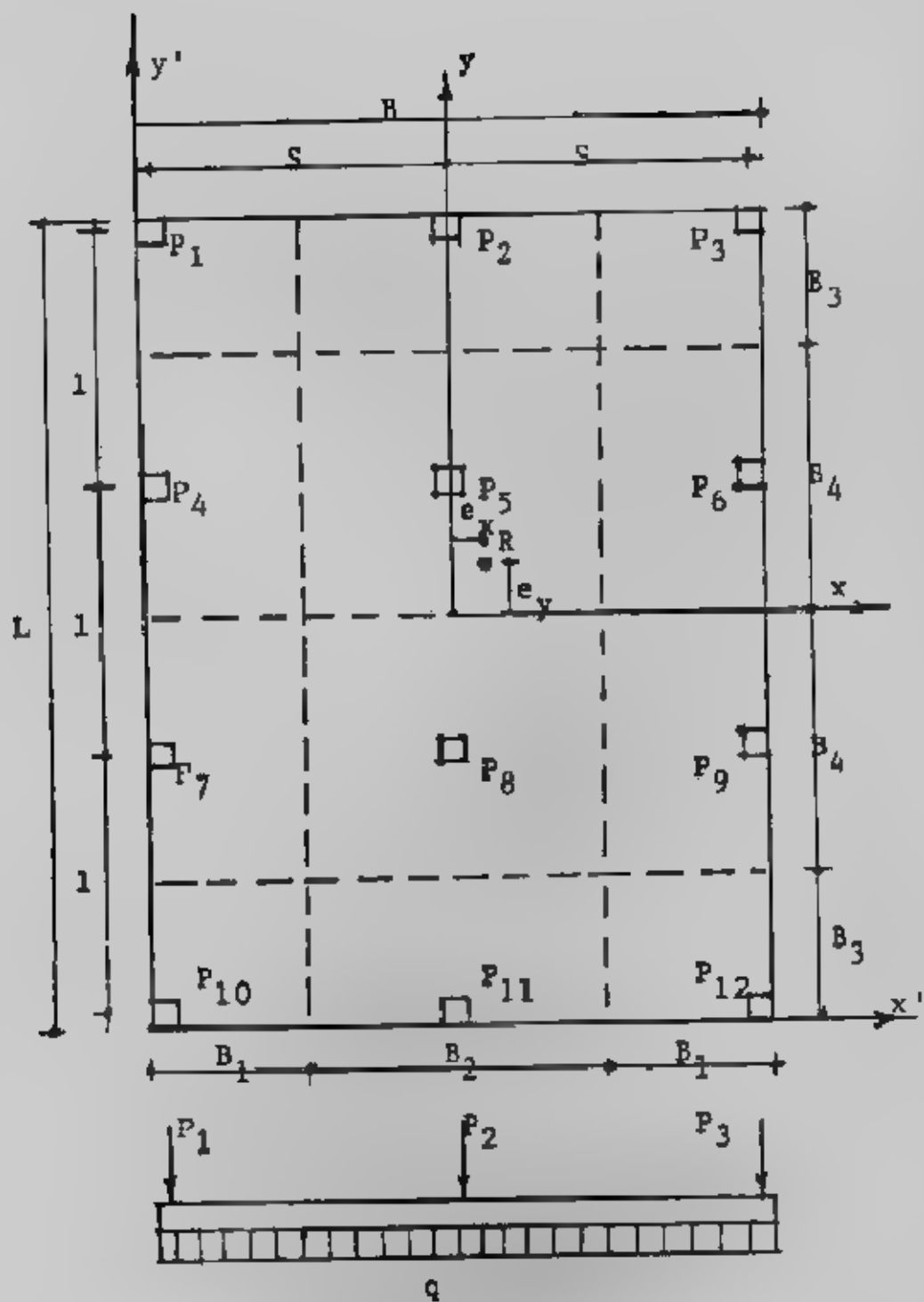
Similarly

$$\begin{aligned} Y &= P_1 Y_1 + P_2 Y_2 + P_3 Y_3 + \dots / R \\ &= (0.25)(400 + 500 + 350) + (7.25)(1500 + 1500 + 1200) \\ &\quad + (14.25)(1500 + 1500 + 1200) + (21.25)(400 + 500 + 450) / 11000 \\ &= 10.85 - 21.5/2 = 0.1 \text{ m} \end{aligned}$$

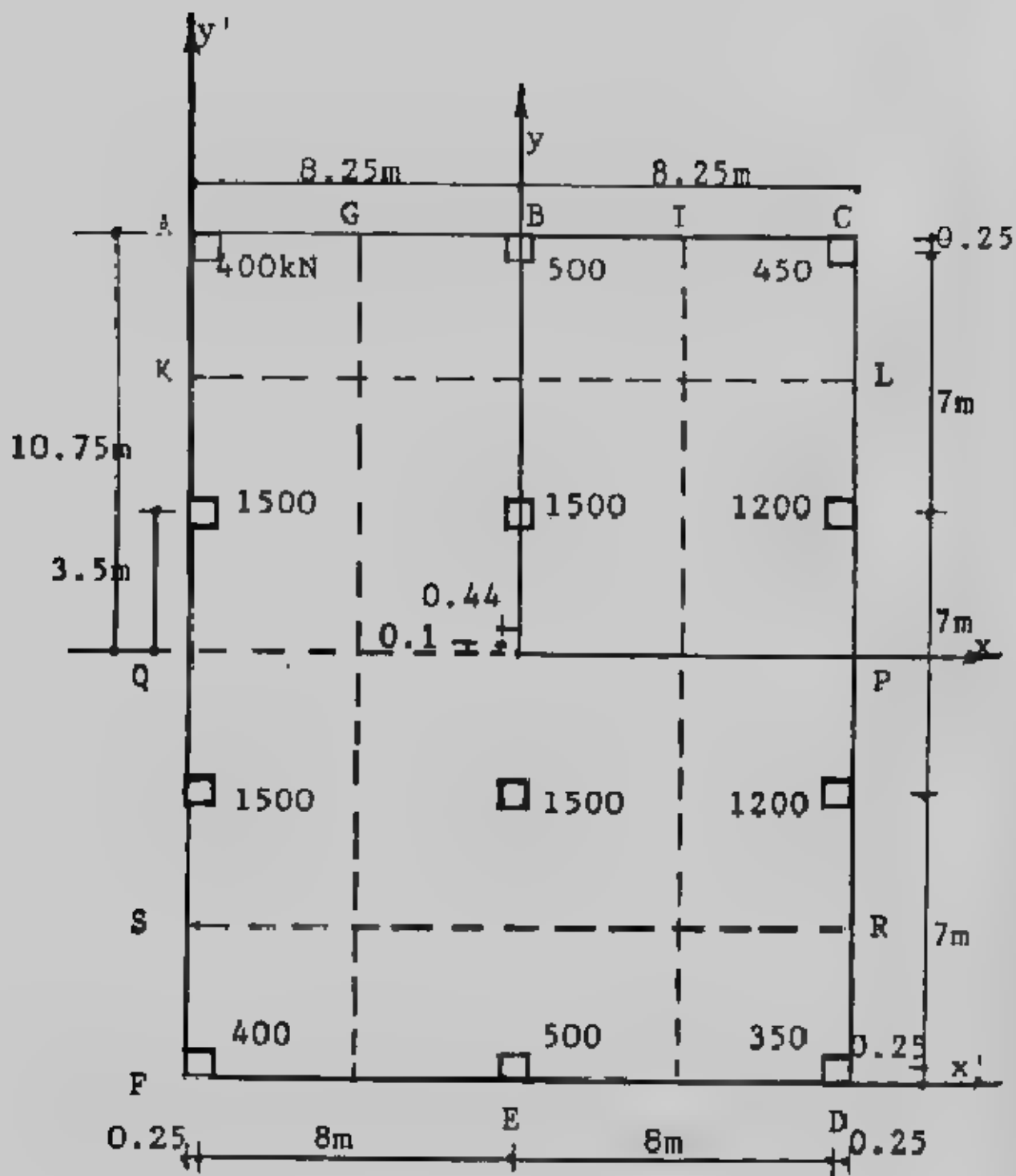
$$e_y = \bar{Y} - L/2 = 10.85 - 21.5/2 = 0.1 \text{ m}$$

$$M_x = R \cdot e_y = (11000)(0.1) = 1100 \text{ kN.m}$$

$$\begin{aligned} \Pi &= \frac{R}{A} \pm \frac{M_y \cdot x}{I_y} \pm \frac{M_x \cdot y}{I_x} \\ &= \frac{11000}{354.75} \pm \frac{(4840)x}{8050} \pm \frac{(1100)y}{1.3665} \\ &= 31 \pm 0.6x \pm 0.08y \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$



شكل (٧-١٥) : الطريقة التقليدية.



شکل (۱۹-۷) : مثال (۳-۷) .

Calculation of soil pressure :

Point	x, y	R/A	0.6 x	0.08 y	q (kN/m ²)
A	8.25, 10.75	31	4.95	0.86	36.81
B	0, 10.75	31	0	0.86	31.86
C	8.25, 10.75	31	4.95	0.86	26.91
D	8.25, 10.75	31	4.95	0.86	25.19
E	0, 10.75	31	0	0.86	30.14
F	8.25, 10.75	31	4.95	0.28	35.09
K	8.25, 3.5	31	4.95	0.28	26.35
M	8.25, 3.5	31	4.95	0.28	36.25
L	8.25, 3.5	31	4.95	0.28	25.7
N	8.25, 3.5	31	4.95	0.28	35.64

Determination of internal forces :

Strip EDSR

$$\text{Average soil pressure} = q_{av} = (q_p + q_D)/2 = (35.09 + 35.19)/2 = 30.14 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Total soil reaction} = 30.14 \times 3.75 \times 16.5 = 1864.913 \text{ kN}$$

$$\text{Total column loads} = 400 + 500 + 350 = 1250 \text{ kN}$$

$$\text{Average load} = (\text{load soil reaction} + \text{column loads})/2$$

$$(1864.913 + 1250)/2 = 1557.457 \text{ kN}$$

$$\text{modified average soil pressure} = q_{av} (\text{modified})$$

$$= q_{av} (1557.457/1864.913) = 25.171 \text{ kN}$$

The column loads can be modified in a similar manner by multiplying factor $F = 1557.457/1250 = 1.246$

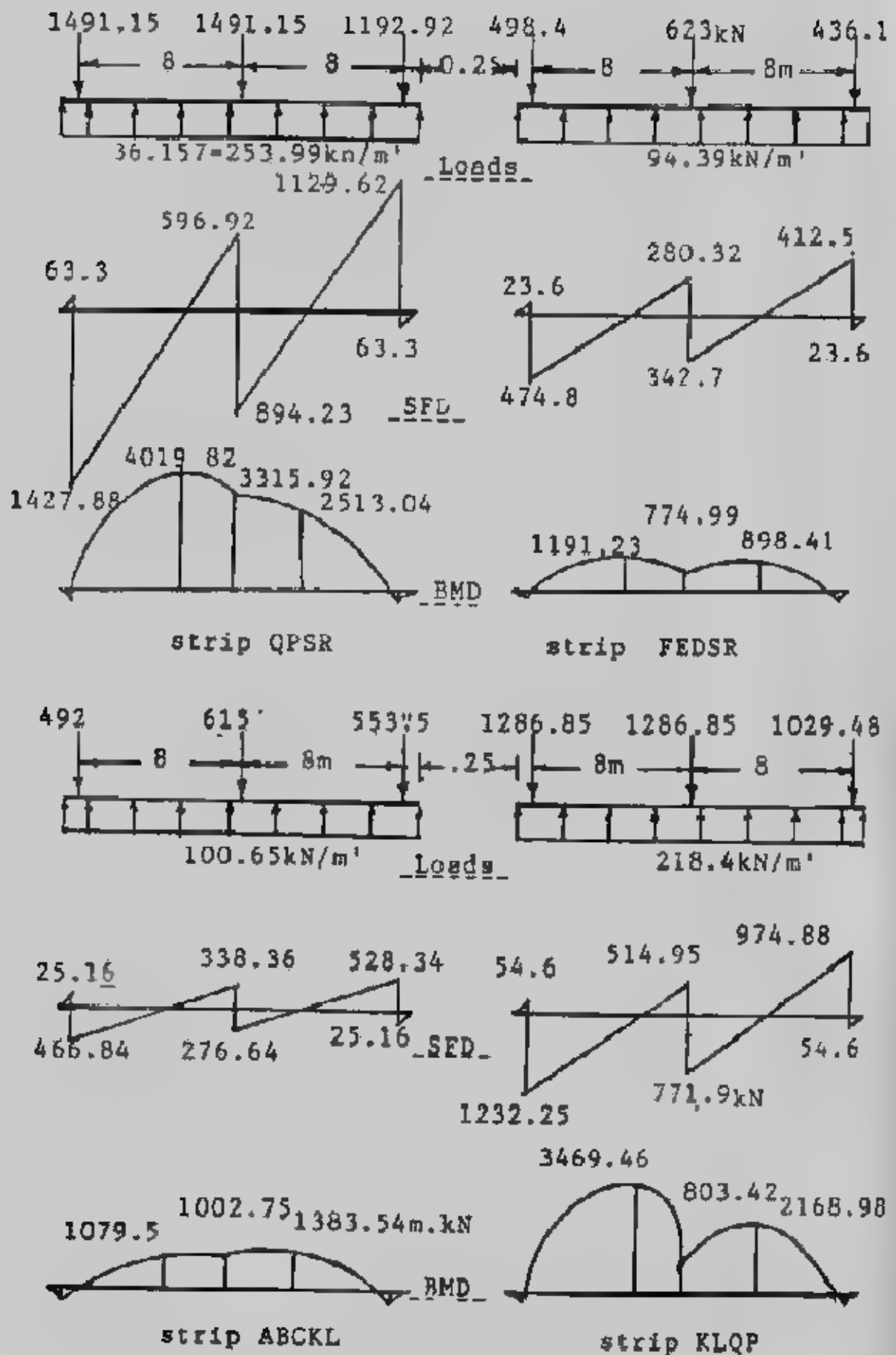
Strip	q_{av}	Total soil reaction	Total col. loads	Average load	q_{av} (modified)	F
FEDSR	30.14	1864.913	1250	1557	25.171	1.246
QPSR	35.95	4152.225	4200	4176.115	36.157	0.9941
KLQP	26.03	3006.465	4200	3603.23	31.20	0.8579
ABCKL	31.86	1971.34	1350	1660.67	26.84	1.23
AGHF	35.95	3285	3800	3542.5	38.768	0.9322
GLJH	31.0	5332	4000	4666	27.12	1.1665
ICDJ	26.05	2380.32	3200	2790.16	30.535	0.872

The shearing force diagrams and bending moment diagrams for all strips are shown in Figs. (7-17) and (7-18). Determination for the thickness of the raft - the critical section for punching shear will be at the column carrying 1500 kN of load at the edge of the raft Fig. (7-19).

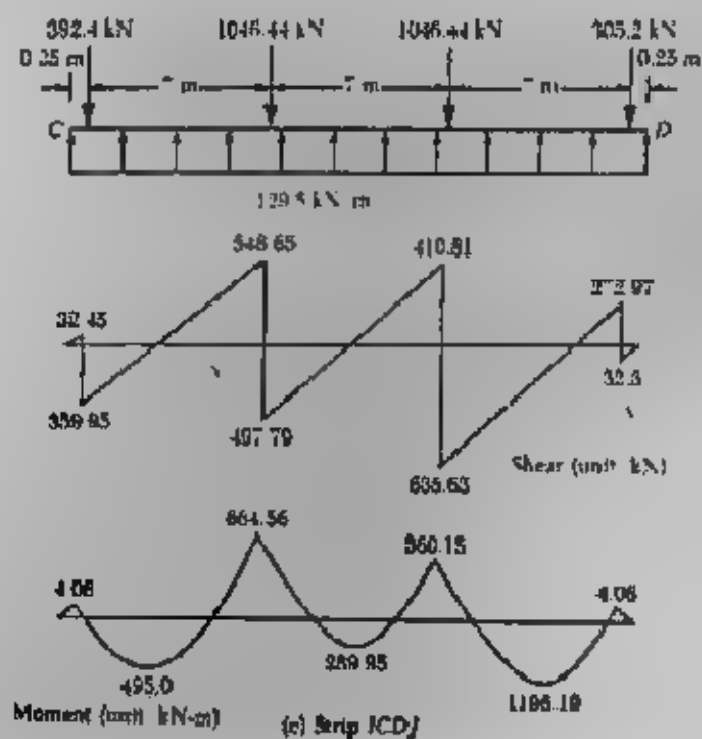
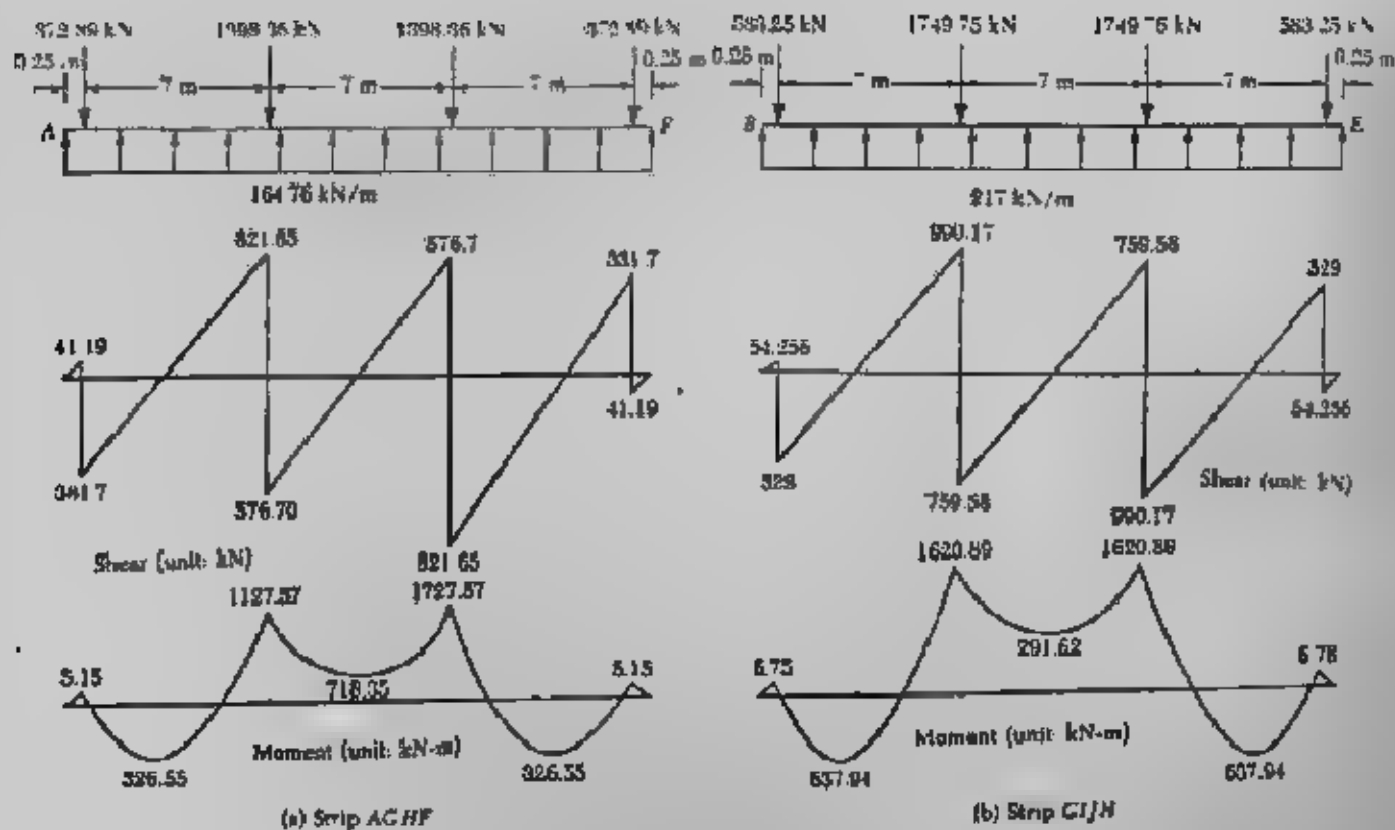
$$b_o = (0.5 + d/2) + (0.5 + d/2) + (0.5 + d) \\ = 1.5 + 2d$$

$$U = (b_o d) (\phi) (0.34 \sqrt{f'c}) \\ = (1.7) (1500) = 2550 \text{ kN} = 2.55 \text{ MN}$$

$$2.55 = (1.5 + 2d) (d) (0.85) (0.34 \sqrt{20.7}) \\ (1.5 + 2d) d = 1.94 \quad d \approx 0.68 \text{ m}$$



شكل (٧-١٧) : القوى الداخلية للشرائح العرضية.



شكل (٧-١٨) : القوى الداخلية للشرائح الطولية .

take $t = 0.8 \text{ m}$

the thickness of this raft will satisfy the wide beam shear condition across the strips.

Determination of reinforcement :

From the moment diagrams, it can be seen that from the moment diagrams, it can be seen that the maximum negative moment is located in strip QPSR

$$M_{-ve \text{ max}} = 4019.82 \text{ kN m}$$

$$M/m = 4019.82 / 7 = 574.26 \text{ kN m/m}$$

Similarly the maximum positive moment is located in strip ICDJ and its magnitude is

$$M_{+ve} = 1727.57 \text{ kN m}$$

$$M/m = 1727.57 / 4.25 = 406.5 \text{ kN m/m}$$

$$\alpha = A_s (413.7) / 0.85 (20.7) (1) = 23.51 A_s$$

$$A_s = 0.0425 \alpha$$

$$M = (574.26) (1.7) = (0.9) (0.0425 \alpha) (413.7 \times 1000) (0.68 - 0.0425 \alpha / 2)$$

$$976.242 = 10760.337 \alpha - 336.26 \alpha^2$$

$$336.26 \alpha^2 - 10760.337 \alpha + 976.242 = 0$$

$$\alpha = 0.091$$

$$A_s = 0.0425 \times 0.091 = 0.0039 \text{ m}^2/\text{m} = 39 \text{ cm}^2$$

take $8 \phi 25/\text{m}$

Provide 16mm diameter bars at 400 mm centre - to - centre as a lower reinforcement in short direction. For the long direction upper reinforcement .

$$M_u = (406.5) (1.7) = \phi A_s (413.7 \times 1000) (0.68 - \alpha/2)$$

$$\phi = 0.9$$

$$\alpha = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c b} = \frac{(A_s) (413.7)}{(0.85) (20.7) (1)} = 23.51 A_s$$

$$A_s = 0.0425 \alpha$$

$$M_u = 691.22 = (0.9) (0.0425 \alpha) (413700) (0.68 - 0.0425 \alpha / 2)$$

$$\alpha = 0.0645$$

$$A_s = (0.0425) (0.0645) = 0.00274 \text{ m}^2/\text{m} = 27.4 \text{ cm}^2/\text{m}$$

take $6 \phi 25/\text{m}$

Lower reinforcement .

$$M_u (281.5) (1.7) = \phi A_s (413.7 \times 1000) (0.68 - \alpha/2)$$

$$\phi = 0.9, A_s = 0.0425 \alpha,$$

$$\text{So } 478.38 = (0.9) (0.0425 \alpha) (413.7 \times 1000) (0.68 - 0.0425 \alpha / 2)$$

Solution of the preceding equation gives

$$\alpha = 0.045$$

$$A_s = (0.045) (0.0425) = 0.001913 \text{ m}^2/\text{m} = 19.13 \text{ cm}^2/\text{m}$$

take $4 \phi 25/\text{m}$

Arrangement of the reinforcement is shown in Fig. (7-19)

Example (7-4):

Design a rigid mat for the 6 columns shown in Fig (7-20). All columns are $40 \times 40 \text{ cm}$. The net allowable soil pressure is 0.7 kg/cm^2 , the area of mat is given, $f_c = 55 \text{ kg/cm}^2$, $f_s = 1400 \text{ kg/cm}^2$, $q_p = 8 \text{ kg/cm}^2$

Solution :

Properties of mat ,

$$A = 7 \times 12 = 84 \text{ m}^2$$

$$R = 2 \times 80 + 3 \times 70 + 60 = 430 \text{ t}$$

$$\bar{X} = 1(80 + 70) + 6(80 + 60) + 11(70 + 70)/430 = 5.884$$

$$e_x = 6 - 5.884 = 0.116 \text{ m}$$

$$M_y = R.e_x = 430 \times 0.116 = 49.88 \approx 50 \text{ mt}$$

$$\bar{Y} = 1(70 + 60 + 70) + 6(80 + 80 + 70)/430 = 3.674 \text{ m}$$

$$e_y = 3.5 - 3.674 = 0.174 \text{ m}$$

$$M_x = R.e_y = 430 \times 0.174 = 75 \text{ mt}$$

$$I_x = 12 \times 73/12 = 343 \text{ m}^4$$

$$I_y = 7 \times 123/12 = 1008 \text{ m}^4$$

$$q = \frac{R}{A} \pm \frac{M_x}{I_x} y + \frac{M_y}{I_y} x$$

$$= \frac{430}{84} \pm \frac{75}{343} y + \frac{50}{1008} x$$

$$q = 5.12 \pm 0.219 y \pm 0.0496 x$$

Point	x, y	P/A	$0.219 y$	$0.496 x$	q
A	6, 3.5	-5.12	-0.767	-0.2976	6.18
B	6, 3.5	-5.12	-0.767	+0.2976	5.59
C	6, 3.5	-5.12	+0.767	+0.2976	4.06
D	6, 3.5	-5.12	+0.767	-0.2976	4.65

In the long direction the raft will be divided into three equivalent beams (strips) of strip AB with a width 3.5 m and soil pressure of $q = 6.18 \text{ t/m}^2$ (using the max soil pressure along one edge of the strip).

$$M_{\max} = wL^2/8$$

$$= 6.18 \times 5^2/8$$

$$= 19.31 \text{ mt/m'}$$

$$d_m = 0.334 \sqrt{19.31 \times 10^5 / 100}$$

$$= 46.41 \text{ cm}$$

$$\text{take } t = 55 \text{ cm, } d = 48 \text{ cm}$$

Check punching :

$$Q_p = 80 - (6.18)(0.9 \times 0.9) = 75.1$$

$$q = \frac{75 \times 10^3}{50 \times 4 \times 90} = 4.167 \text{ kg/cm}^2 < 8 \text{ o.k.}$$

Determination of reinforcement .

$$\text{Strip AB : } A_s = \frac{19.31 \times 10^5}{48 \times 1227} = 32.79 \text{ cm}^2/\text{m' } 9 \phi 22/\text{m'}$$

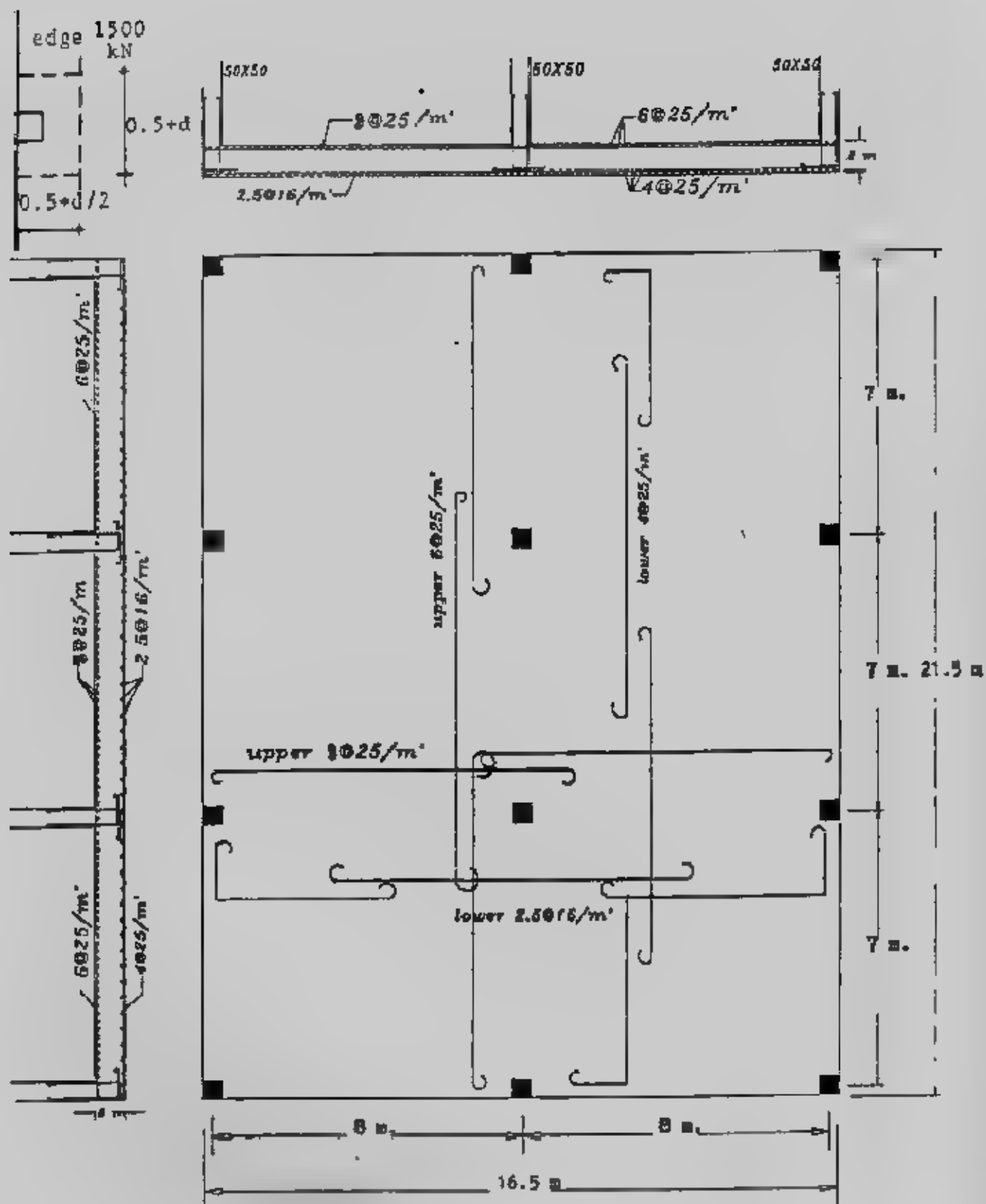
use 9 ϕ 22 top and bottom.

$$\text{Strip DC : } q = q_A + q_D/2$$

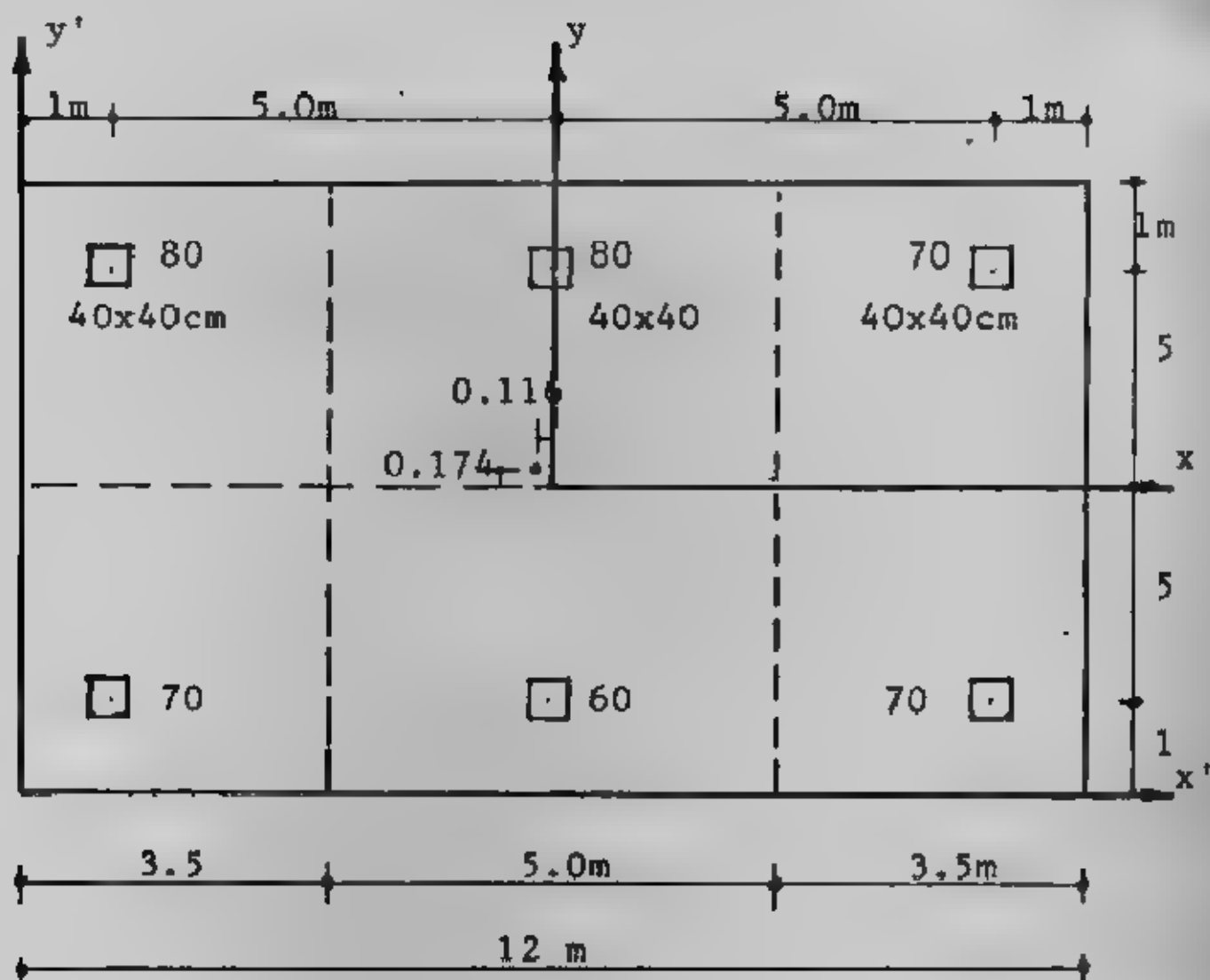
$$= (6.18 + 4.65)/2 = 5.415 \text{ t/m}^2$$

$$M = 5.415 \times 52/8 = 16.92 \text{ mt/m'}$$

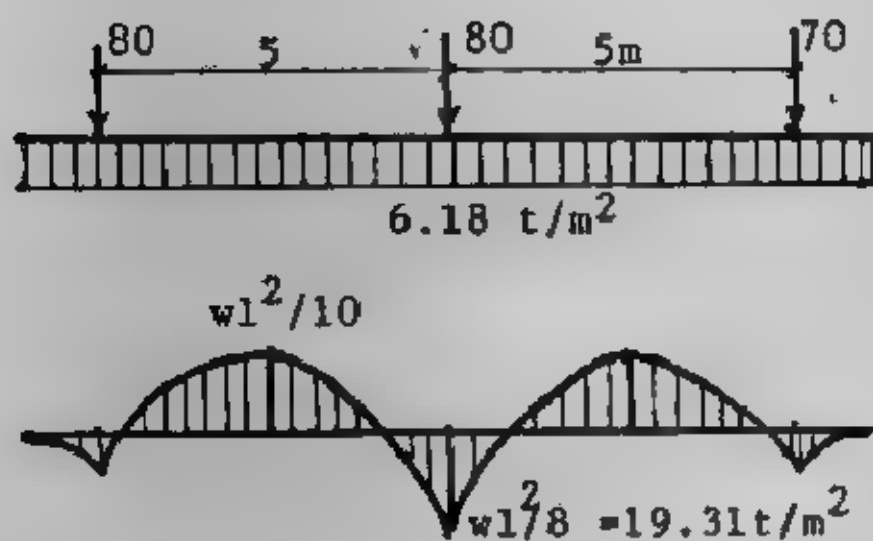
$$A_s = \frac{16.92 \times 10^5}{48 \times 1227} = 28.73 \text{ cm}^2/\text{m' } 8 \phi 22/\text{m'}$$



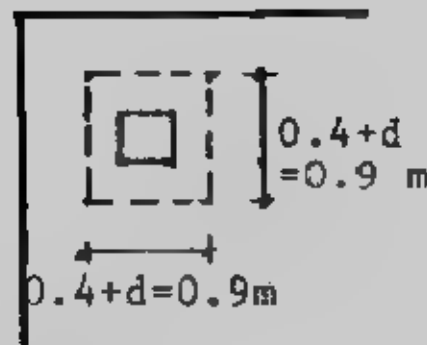
شكل (٧-١٩) : تفاصيل التصميم لمثال (٧-٣).



شكل (٧٠-٧): مثال (٧-٣).



شكل (٧١-٧): الشريحة AB.



شكل (٧-٢٢) القص الثاقب

For short direction we can take the maximum stress for the three strips.

$$q = 6.18 \text{ t/m}^2$$

$$M_{\max} = \frac{6.18 \times 5^2}{8} = 19.31 \text{ mt/m}^2 \text{ (one - span)}$$

$$A_s = \frac{19.31 \times 10^5}{48 \times 1227} = 32.79 \text{ cm}^2/\text{m} \quad 9 \phi 22/\text{m}$$

The details are shown in Fig. (7-23)

Example (7-5):

Design a mat for columns shown in Fig. (7.24). All columns are 50×50 cm, take $f_c = 60 \text{ kg/cm}^2$, $f_s = 2000 \text{ kg/cm}^2$, $q_p = 10 \text{ kg/cm}^2$, $q_{\text{net all}} = 0.64 \text{ kg/cm}^2$

Solution :

Properties of mat :

$$R = 5 \times 100 + 3 \times 110 + 3 \times 90 + 1 \times 80 = 1180 \text{ t}$$

$$A = R/q_{\text{net all}} = 12180/6.4 = 184.375 \text{ m}^2$$

Take area of mat $15 \times 12.5 \text{ m}$

$$A = 187.5 \text{ m}$$

$$q = 1180/187.5 = 6.29 \text{ t/m}^2$$

$$\bar{X} = \frac{(100 + 100 + 100) 4.5 + (100 + 100 + 100) 2 \times 4.5 + (80 + 110 + 90) 3 \times 4.5}{1180}$$

$$= 6.75 \text{ m}$$

$$\bar{Y} = (110 + 100 + 100 + 110) 5.5 + (90 + 100 + 100 + 90) 2 \times 5.5 / 1180 = 5.5 \text{ m}$$

$$e_x = 0, e_y = 0, M_x = 0, M_y = 0$$

Determination of depth :

$$\text{From short direction } M_{\max} = qL^2/8 = 6.29 \times 5.5^2/8 = 23.78 \text{ mt/m}^2$$

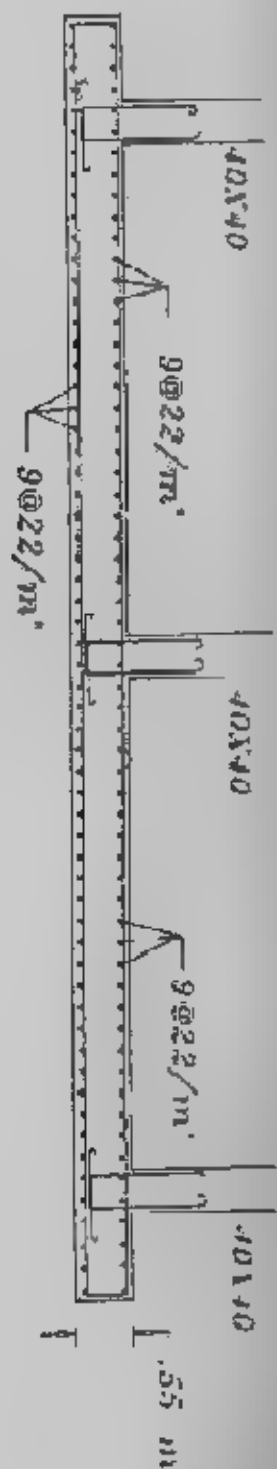
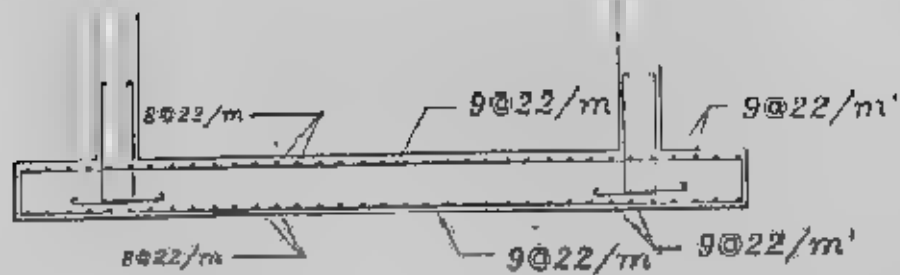
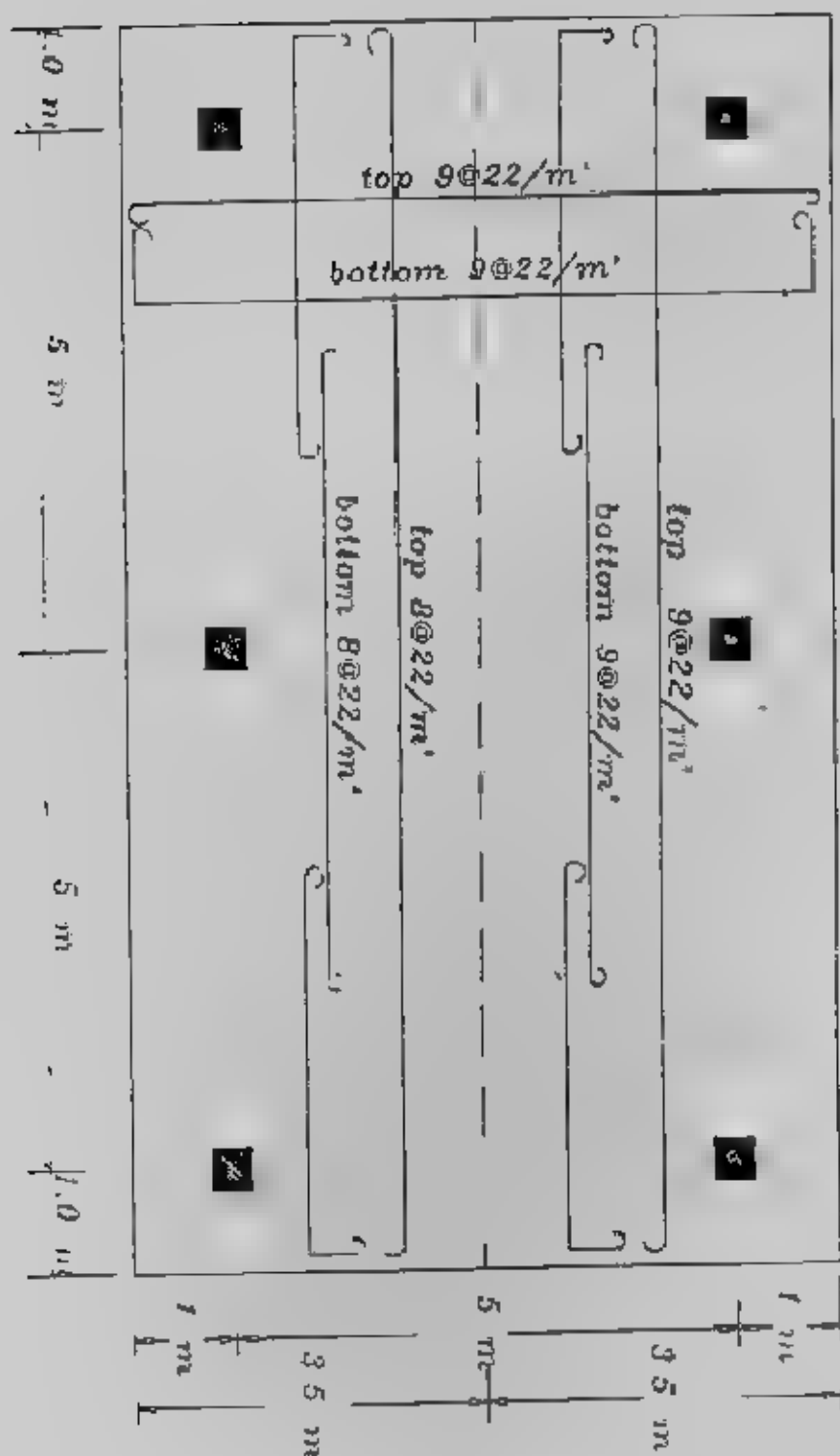
$$d_m = 0.347 \sqrt{23.78 \times 10^5 / 100} = 53.51 \text{ cm}$$

$$\text{From punching } q_p = 120 - 6.29 \times 0.5 \times 0.5 = 118.43 \text{ t}$$

$$d_p = \frac{118.43 \times 10^3}{10 \times 4 \times 50} = 59.21 \text{ cm}$$

$$\text{take } t = 70 \text{ cm}, d = 63 \text{ cm}$$

Determination of reinforcement



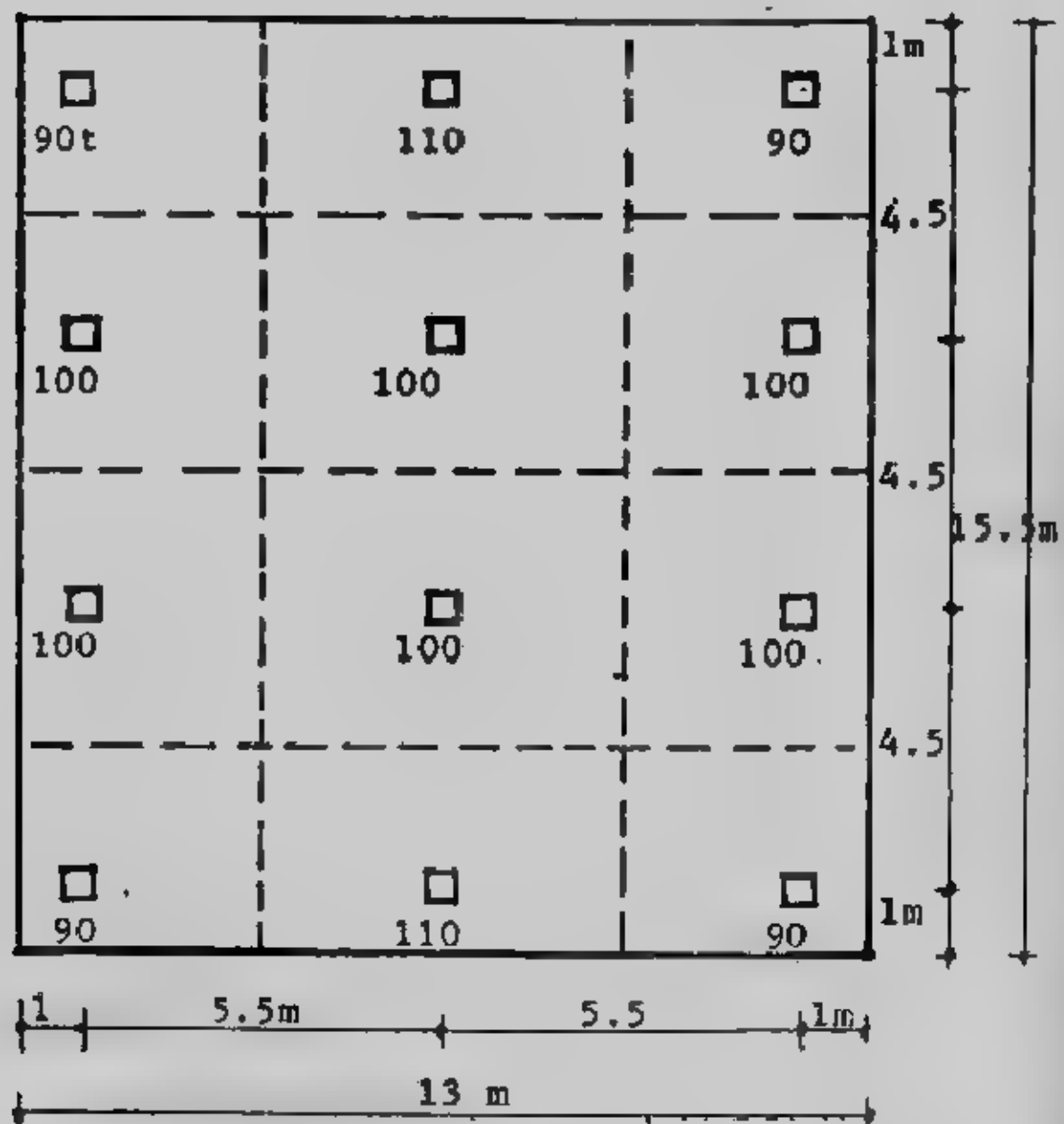
شكل (٢٣-٧) : تفاصيل التسليح لمثال (٢-٧).

Short direction A_s , top, bottom = $\frac{23.78 \times 10^5}{63 \times 1793} = 21.05 \text{ cm}^2$

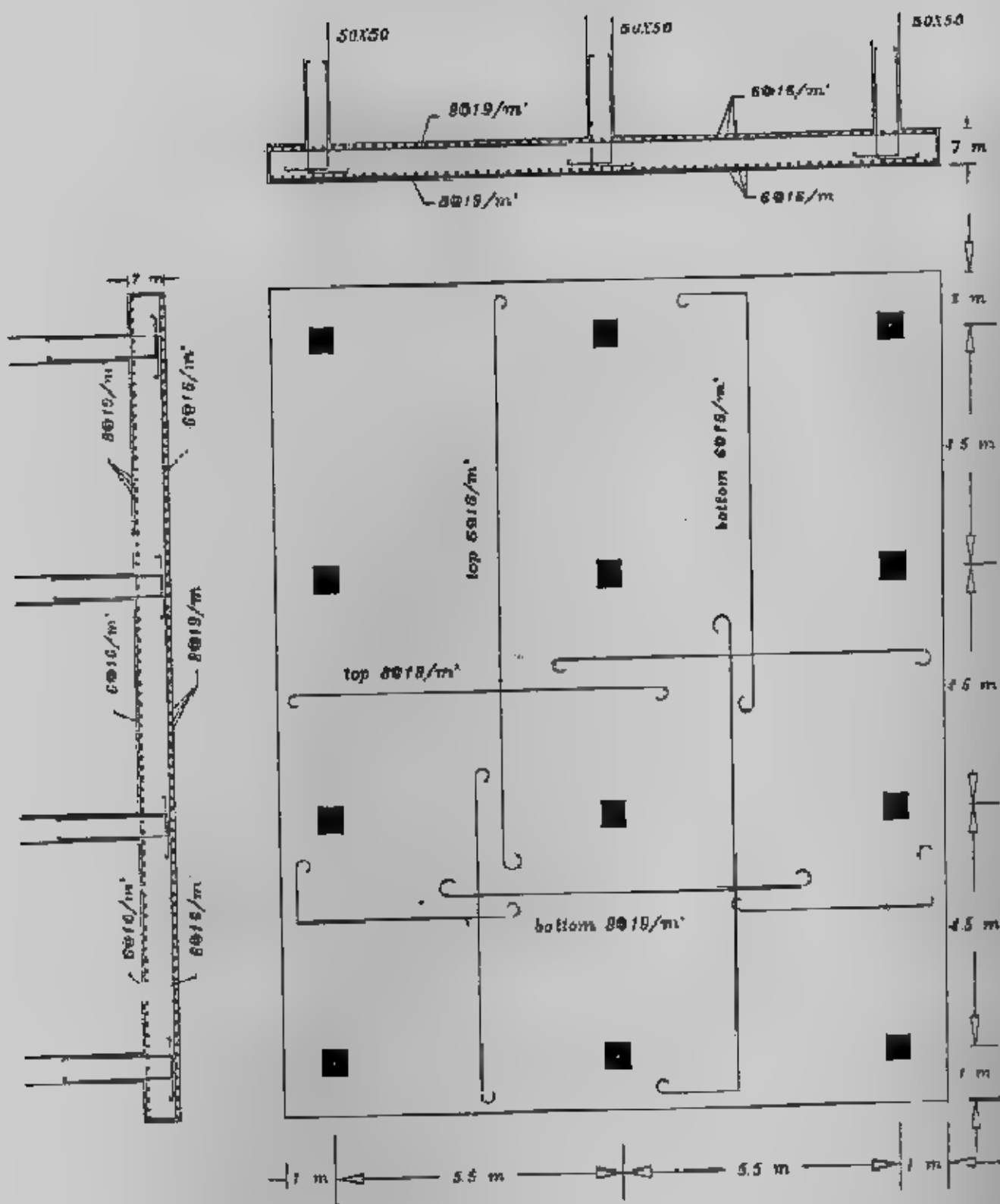
Long direction, $M = qL^2/10 = 6.29 \times 4.5^2/10 = 12.74 \text{ cm}^2$

A_s , top, bottom = $\frac{12.74 \times 10^5}{63 \times 1793} = 11.28 \text{ cm}^2$

Details of design are shown in Fig. (7-25)



شکل (۷-۲۴) : مثال (۷-۵)



شكل (٧-٢٥) : تفاصيل التصميم لمثال (٧-٥).

رابعاً : تصميم اللبشة الكمرية Design of Ribbed Raft :

اللبشة الكمرية هي السقف المقلوب من البلاطات والكمرات الثانوية والرئيسية، وهي تستخدم حينما تكون أحمال الأعمدة وبحورها مساوية أو متغيرة قيم بينها في حدود ٢٠٪ حيث تكون الاجهادات منتظمة التوزيع وتساوى وزن المبنى مقسوماً على مساحة اللبشة. ويجب حساب مساحة اللبشة بحيث تعطى اجهادات على التربة q أقل أو تساوى جهد التربة المسموح به.

وتصميم اللبشة الكمرية كسقف مقلوب. حيث تصمم البلاطات الكابولية على عزم قدره $qL/2$ حيث L هي طول الكابولي. وتصميم البلاطات الداخلية أحادية أو ثنائية الاتجاه بسيطة الارتكاز أو مستمرة ويؤخذ العزم للبلاطات المستمرة $qL^2/12$ حيث L هو بحر البلاطة. شكل (٧-٢٦)، وللبلاطات ثنائية الاتجاه توزع الأحمال في الاتجاهين بمعاملات جراثوف أما الكمرات الثانوية مثل B_1, B_2 ، فإنها تحسب كما يلي :

الحمل المنتظم لكل متر على الكمرية $B_2 = qL^3$

الحمل المنتظم لكل متر على الكمرية $B_1 = q(L^3/2 + L_4)$

ليكن R_2, R_1 ، هما رد فعل B_1 ورد فعل B_2 على الكمرية الرئيسية B_3 وبفرض أن $R_1 = KR_2$ فإنه يمكن حساب K من :

$$K = R_1 / R_2 = \frac{q(L_{3/2} + L_4)}{qL_3} = \frac{L_{3/2} + L_4}{L_3}$$

ويمكن الحصول على معادلة الاتزان الآتية من مجموع القوى وردود الأفعال :

$$2R_1 + 8R_2 = 2P_1 + 2P_2$$

ويحل المعادلتين السابقتين يمكن إيجاد رد الفعل R_1, R_2 وتصمم هذه الكمرات على الحمل الموزع عليها (الجهد) وردود الأفعال شكل (٧-٢٧). أما الكمرات الرئيسية فتصمم على ردود الأفعال من الكمرات الثانوية والجهد الموزع عليها وأحمال الأعمدة كما في شكل (٧-٢٨).

Example (7-6):

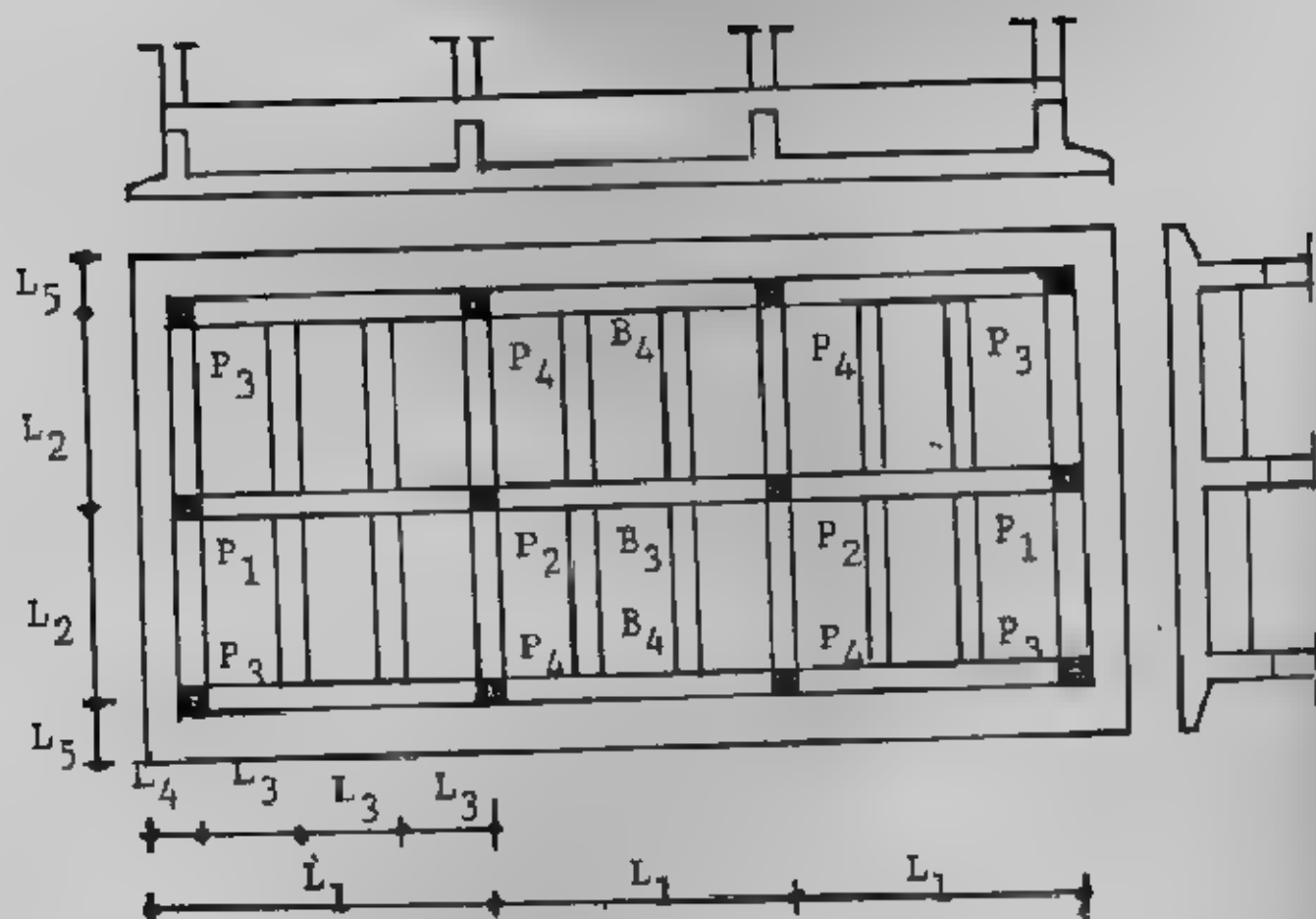
Design a ribbed raft for the columns given in Fig. (7-29). All columns are 50 x 50 cm, the net allowable soil pressure is 0.52 kg/cm². Take $f_c = 50$ kg/cm², $f_s = 1400$ kg/cm²

Solution :

Design of slab.

long cantilever : $M = 5.2 \times 1.65^2/2 = 7.1$ mt/m'

$$d = 0.361 \sqrt{7.1 \times 10^5 / 100}$$



شكل (٧-٢٦): اللبشة كسقف مقلوب.

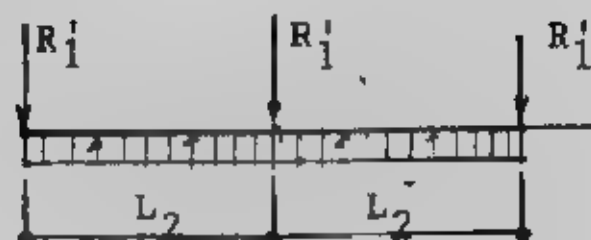
take $t = 40\text{ cm}$, $d = 33\text{ cm}$

$$A_s = \frac{7.1 \times 10^5}{1237 \times 33} = 11.6\text{ cm}^2 \quad 9 \phi 16/\text{m}$$

Short cantilever : $M = 5.2 \times 1.35^2/2 = 4.74\text{ mt/m}$

$$A_s = \frac{7.1 \times 10^5}{1237 \times 33} = 17.4\text{ cm}^2 \quad 6 \phi 16/\text{m}$$

Intermediate slab : $M = 5.2 \times 1.5^2/12 = 0.98\text{ mt/m}$



LOADS

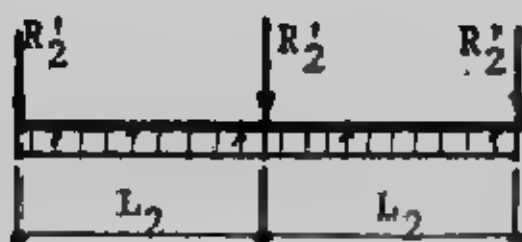


SFD



BMD

beam B₁



LOADS



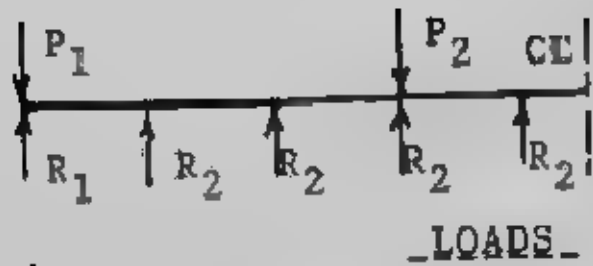
SFD



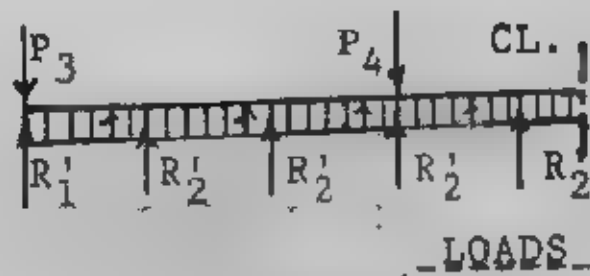
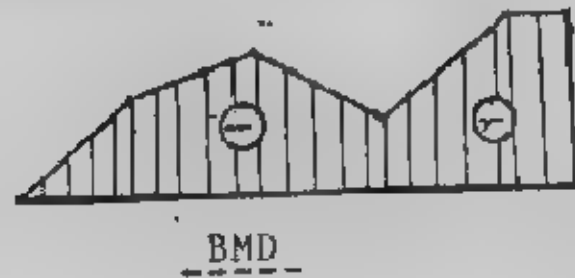
BMD

beam B₂

شكل (٧-٢٧) : الأحمال والقوى الداخلية للكمرات الثانوية.



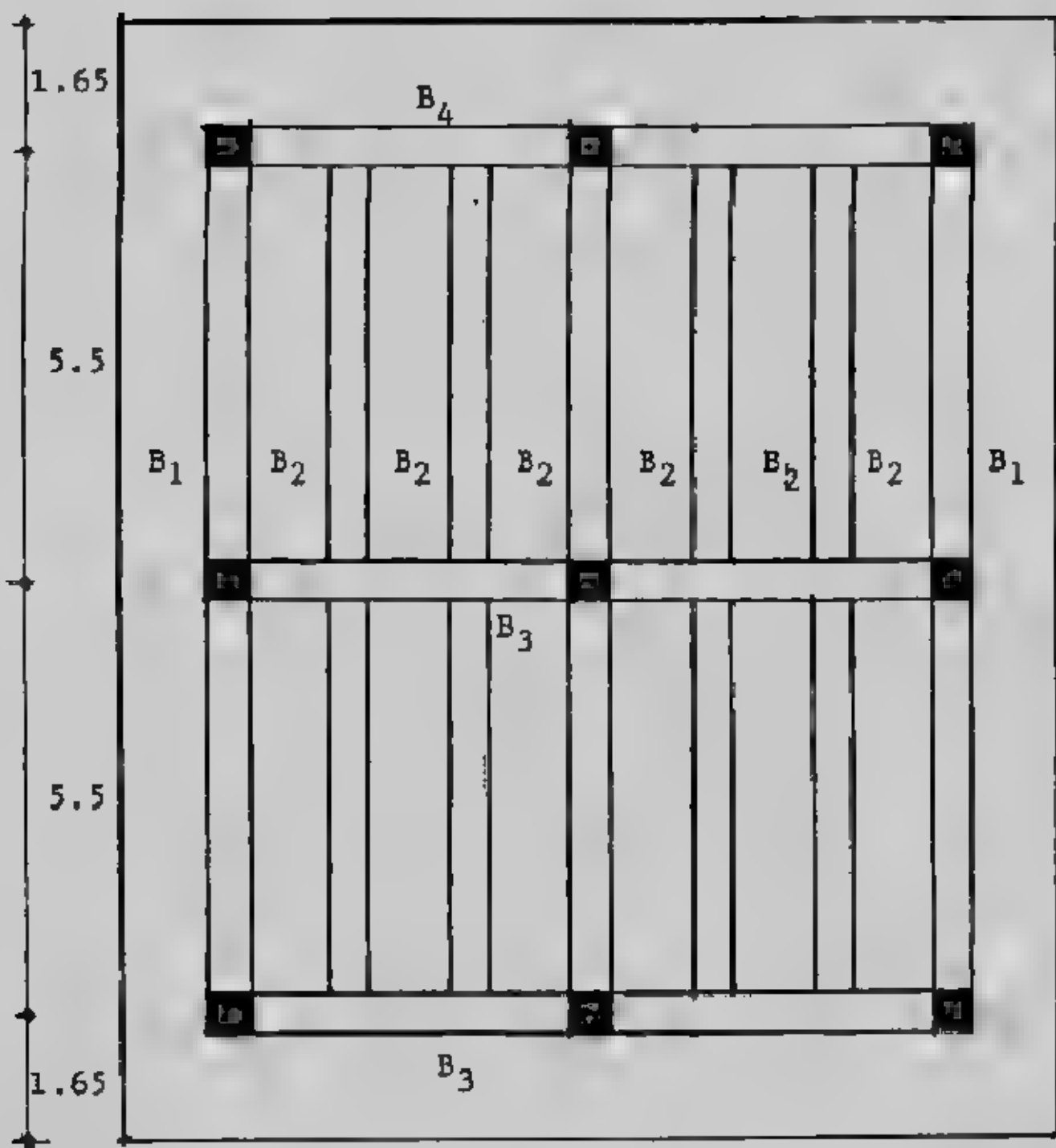
beam B_3



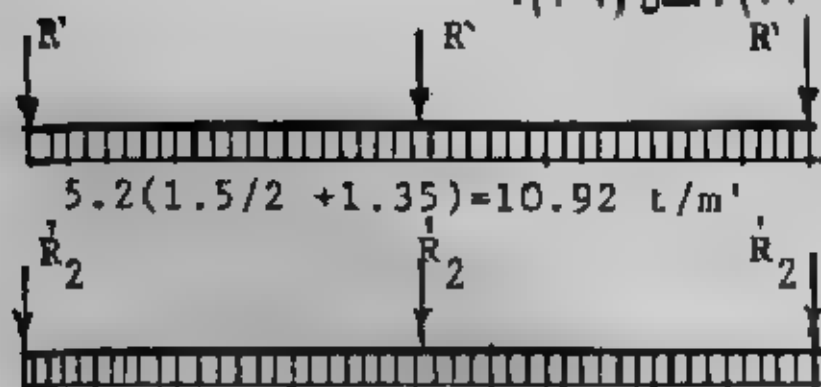
beam B_4



شكل (٧-٨) القوى الداخلية للكمرات



شكل (٢٩-٧) : مثال (٦-٧) .



$$5.2(1.5/2 + 1.35) = 10.92 \text{ t/m'}$$

$$5.2 \times 1.5 = 7.8 \text{ t/m'}$$

شكل (٣٠-٧) : الكمرات الثانوية .

$$A_s = \frac{0.98 \times 10^5}{1237 \times 33} = 2.4 \text{ cm}^2 \quad 5 \phi 13/\text{m}$$

Design of secondary beams Fig. (7-30)

$$R_1/R_2 = \frac{1.5/2 + 1.35}{1.5} = 1.4$$

$$5.2 (1.5/2 + 1.35) = 10.92 \text{ t/m}$$

$$R_1 = 1.4 R_2, \dots (1)$$

$$5.2 \times 1.5 = 7.8 \text{ t/m}$$

$$2R_1 + 5R_2 = 100 + 120 + 110 \quad (2)$$

Solving eqns. 1 and 2 gives

$$R_1 = 5923 \text{ t}, R_2 = 4231 \text{ t}$$

Similarly

$$R_1 = 30 \text{ t}$$

$$R_2 = 21.8 \text{ t}$$

SFD and BMD are shown in Fig. (7-31)

$$d = 0.361 \sqrt{42.6 \times 10^5 / 150} = 60.84 \text{ cm (T.sec.)}$$

To reduce reinforcement take beams B_1 and B_2 90×50 $d = 83 \text{ cm}$

$$A_s = \frac{42.6 \times 10^5}{1237 \times 83} = 41.49 \text{ cm}^2 \quad (9 \phi 25)$$

$$A_s^1 = 0.2 \times 41.49 = 8.3 \text{ cm}^2 \quad (5 \phi 16)$$

$$\text{For beam } B_2 \quad A_s = \frac{30.5 \times 10^5}{1237 \times 83} = 29.71 \text{ cm}^2 (7 \phi 25)$$

$$A_s^1 = 0.2 \times 29.71 = 5.94 \text{ cm}^2 (3 \phi 16)$$

For diagonal tension use min reinforcement $5 \phi 8/\text{m}$

Stirrups and $2 \phi 25$ bent bars, Fig. (7-32)

Main beam B_3 :

Loads, SFD, BMD are shown in Fig. (7-33)

$$d = 0.361 \sqrt{65.8 \times 10^5 / 10} = 130.96 \text{ cm}$$

take $t = 140 \text{ cm}$, $d = 133 \text{ cm}$

$$A_s = \frac{65.8 \times 10^5}{1237 \times 133} = 40 \text{ cm}^2 (9 \phi 25)$$

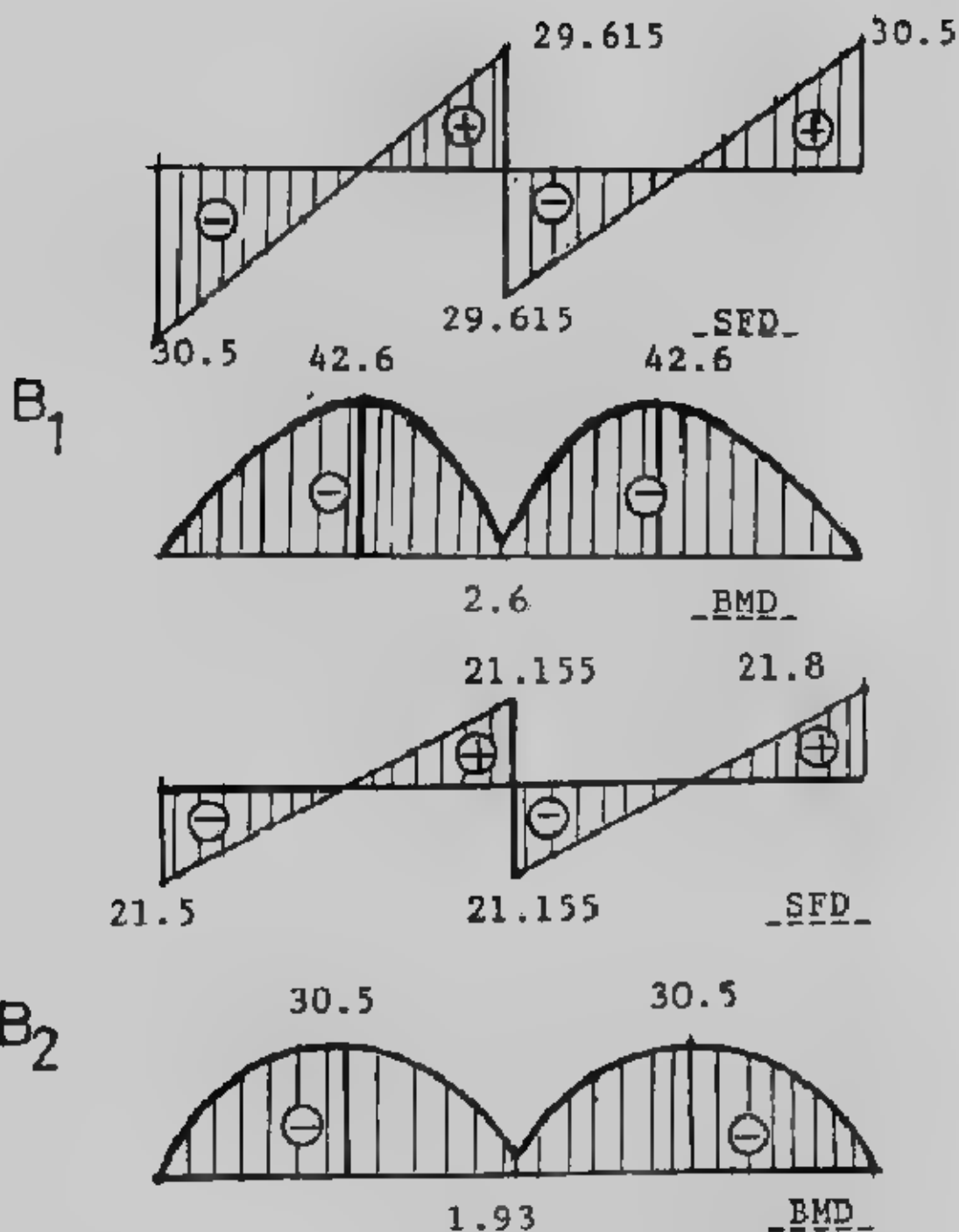
$$A_s^1 = 0.2 \times 40 = 8 \text{ cm}^2 (4 \phi 16)$$

Diagonal tension diagram for B_3 is shown in Fig. (7-33). Use stirrups 4-branch $\phi 8$.

$$3.6 = \frac{0.5 \times 4 \times 1400}{50 \times S} \quad (A_s \text{ st.} = 0.5)$$

Spacing between stirrups $S = 15.55 \text{ cm}$ take $7 \phi 8/\text{m}$

$$\text{bent bars } A_s \text{ bent} = \frac{(7.25 - 6.6) \times 150 \times 50}{1400} = 3.48 \text{ use } 4 \phi 25$$

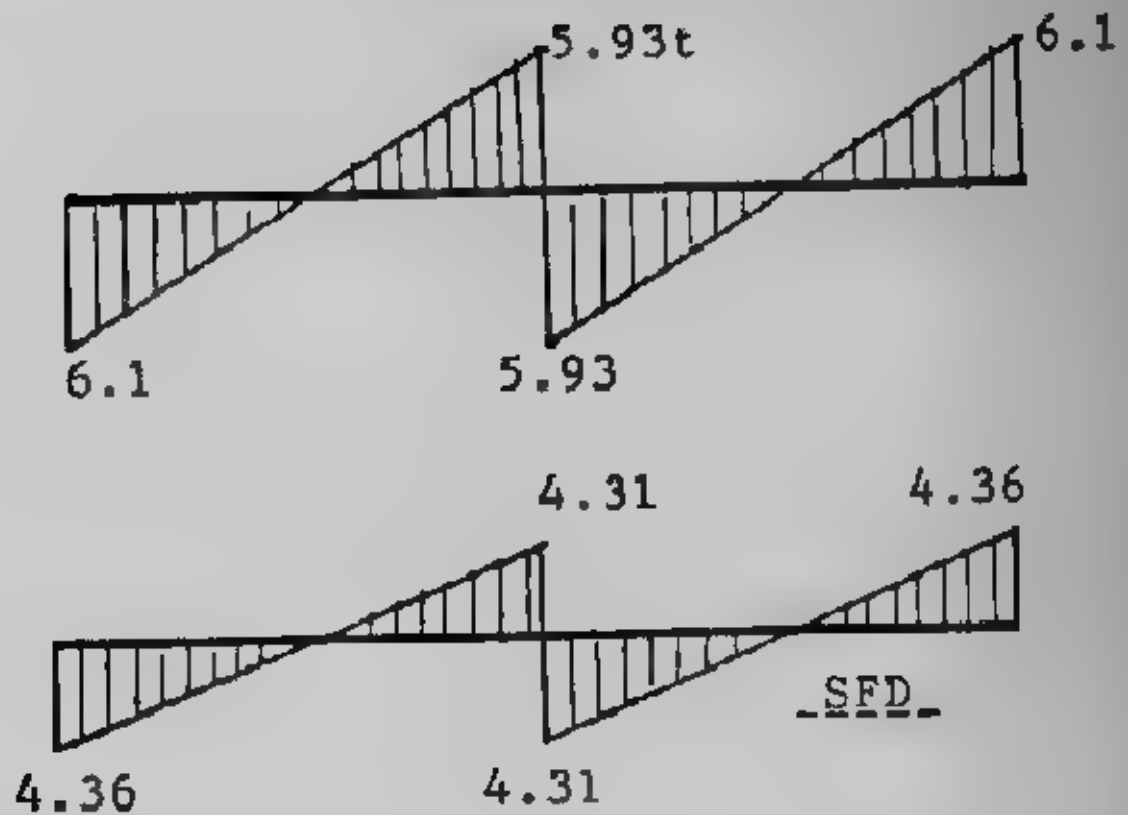


شكل (٧-٣١): القوى الداخلية للكمبرات الشاتوية.

Main beam B_3 , Fig. (7-34)

$$M_{max} = 65.8 \text{ mt}$$

$$A_s = \frac{65.8 \times 10^5}{1237 \times 133} = 39.99 \text{ cm}^2 \text{ (9 } \phi 25 \text{)}$$



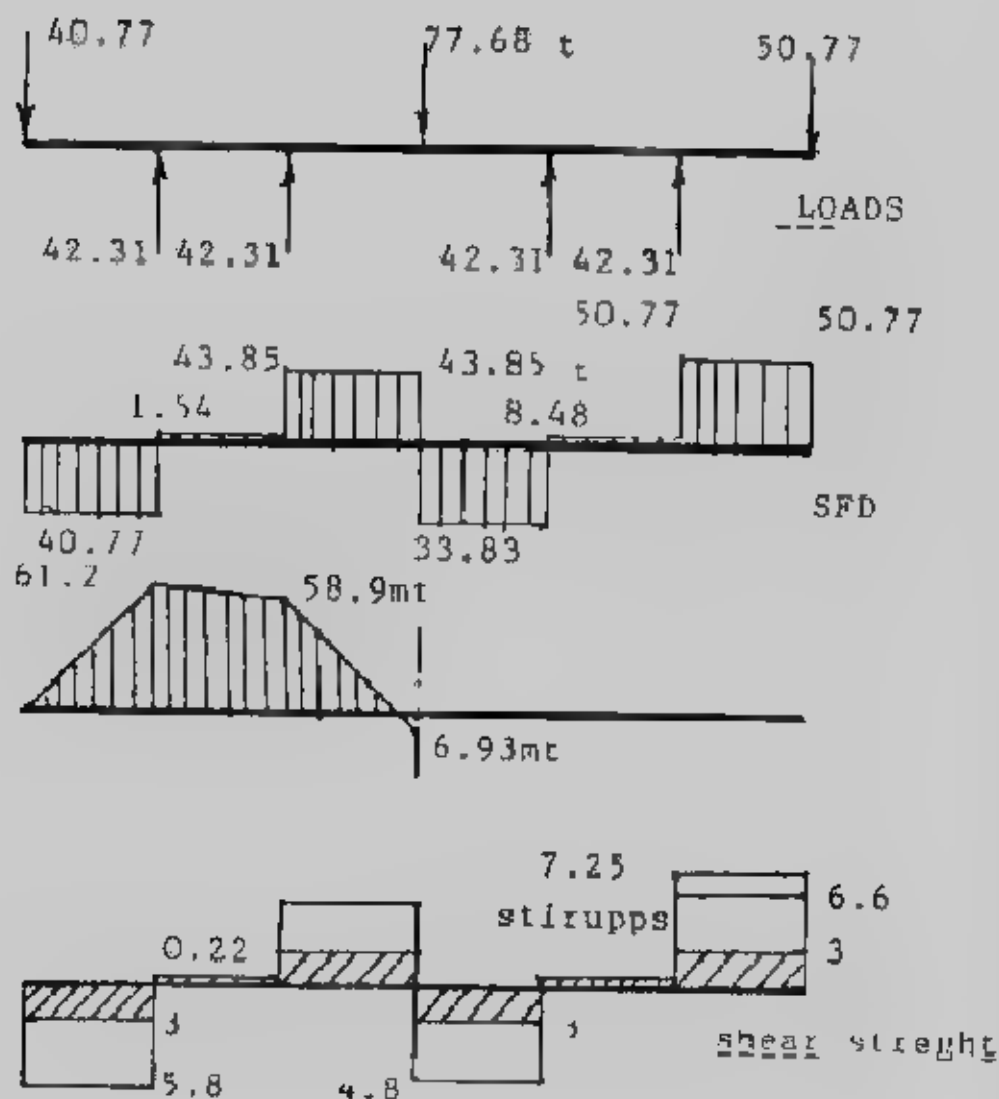
شكل (٧-٣٢) اجهادات القص للكمرات الثانوية.

$$\text{Maximum shear stress} = \frac{49.5 \times 10^3}{140 \times 50} = 39.99 \text{ cm}^2 (9 \phi 25)$$

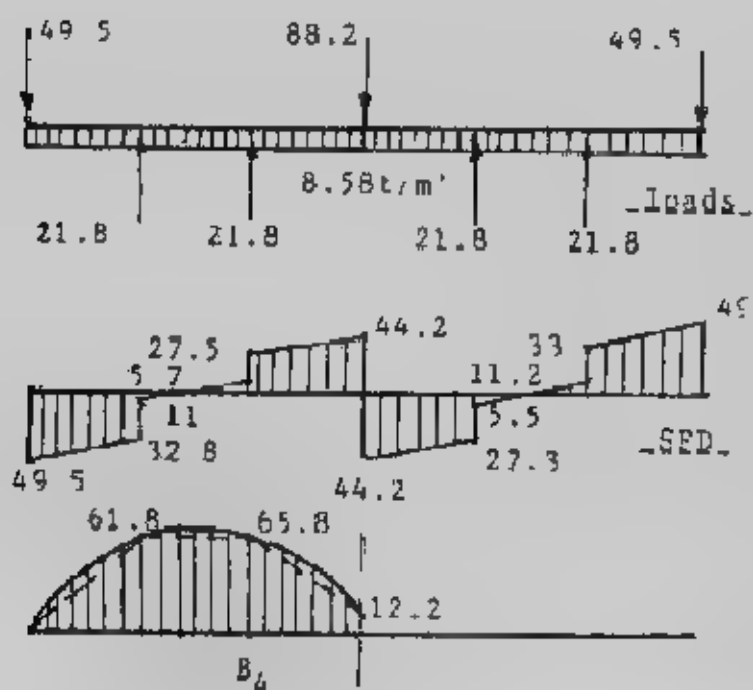
use stirrups and bent bar as in B₄ stirrups 7 ϕ 8/m (4 branch)

bent bar 4 ϕ 25

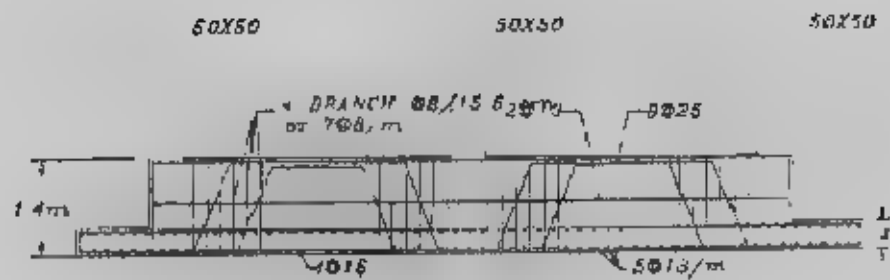
Details of design are show in Fig. (7-35)



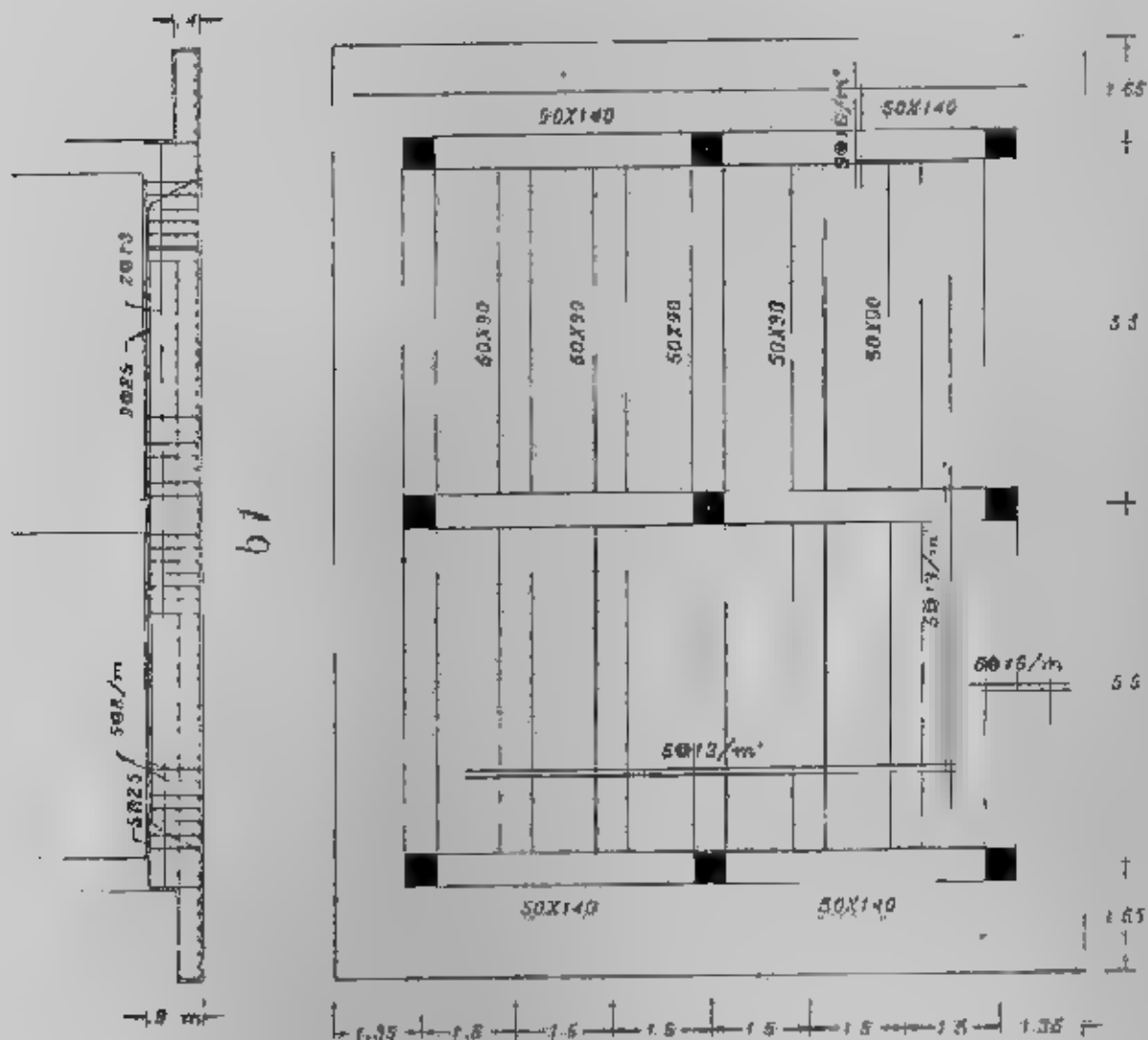
شكل (٧-٣٣) : الكمره B_4



شكل (٧-٣٤) : الكمره B_5



b3.b4



شكل (٣٥-٧) : تفاصيل التصميم لمثال (٦-٧).

الباب الثامن

التحليل العددي للأساسات

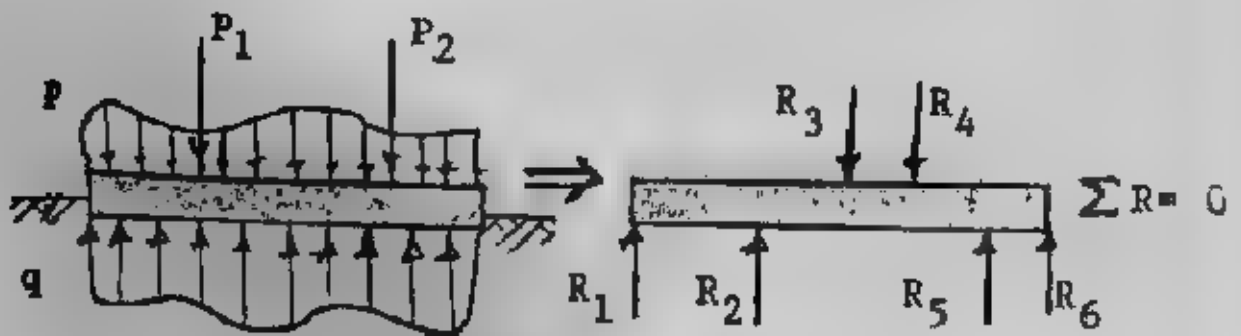
Numerical Analysis of Foundations

كان تصميم الأساسات الضخمة والمشاركة يتم بطرق تقريبية إلى حد ما، ثم مع تقدم الأبحاث والعلم صمم المهندسون هذه الأساسات بطرق أكثر دقة وتقدما تعتمد على حل معادلات تفاضلية إلا أن المصممون كانوا لا يملكون المقدرة والوقت لحل هذه المعادلات. ومع تقدم طرق التحليل العددي وباستخدام المقدرة الفائقة للحاسبات الإلكترونية (الكمبيوتر) أمكن الآن حل كثير من المسائل الهندسية المدنية. بل وأن كثير من هذه المسائل أصبح لها الآن برامج جاهزة للاستخدام على الكمبيوتر مباشرة لحل أي عنصر إنشائي وبطرق أكثر دقة وتقدما.

هذا التطور يؤدي إلى الحصول على منشآت أكثر أمانا واقتصادا ولكن بعض الخطر يكمن في الاستناد التام من قبل المصمم على الكمبيوتر مما يؤدي إلى فقد جزء من التحكم في الحسابات الذي كان يحدثه بنفسه من قبل. ولذا فإنه يجب عمل بعض التحقيقات على نتائج الكمبيوتر حتى يمكن التحكم في الحسابات ونتائجها. وهذا الباب يستلزم أن يكون القارئ ملما باستخدام الكمبيوتر وعلم المصفوفات وأن يكون لديه فكرة عامة عن طرق التحليل العددي مثل طريقة الفروق المحدودة وطريقة العناصر المحدودة.

معنى تصميم الأساسات :

وظيفة الأساس هي توزيع الحمل الواقع عليه من المنشأ، ولقد يكون هذا الحمل مركزا أو موزعا. وهذا التوزيع يخلق ضغط تماس لأعلى $Upward\ contact\ pressure$ بين التربة والمسطح السفلي للأساس.



شكل (٨-١) الأحمال والإجهادات.

وعند أى مقطع فى الأساس يمكن إعتبار قيمة الضغط العلوى q مكافئا لقوة رأسية لأعلى Q والقوى المؤثرة والقوى الرأسية العلوية فى حالة اتزان أى أن مجموعهما الجبرى يساوى صفراً. وهذه القوى تسبب قوى قص وعزوم. وبمعرفة هذه القوى الداخلية يمكن تصميم الأساس أى معرفة أبعاده وتسلحه.

شكل ضغط التماس Contact Pressure وتوزيعه تحت الأساس يعتمد على عدة

عوامل أهمها :

- ١- شكل الأساس •
- ٢- درجة جساءة الأساس Rigidity •
- ٣- نوع التربة •
- ٤- شكل الحمل •

١- شكل الأساس Form of the Foudnation : أفضل شكل للأساس هو الشكل المنتظم Regular • ويأخذ الأساس شكل دائرى، أو مربع، أو مستطيل أو شبه منحرف ويختلف شكل ضغط التماس حسب شكل الأساس •

٢- جساءة الأساس Rigidity of Foundation : دارس هندسة الأساسات يقابله دائما تعبيران : أساس مرن Flexible foundation وأساس جاسى Rigidty foundation وعامة الأساس المرن هو الذى لا يبدى مقاومة للانحناء (التشكل) ويأخذ شكل هبوط طبقا لهبوط التربة تحته. أما الأساس الجاسى فهو الذى يقاوم الانحناء (التشكل) وشكل هبوطه منتظم بخلاف التربة تحته. ولتفسير ذلك رياضيا :

من نظرية الكمره

$$M/I = E/R$$

(Beam Theory)

Where M = Bending moment

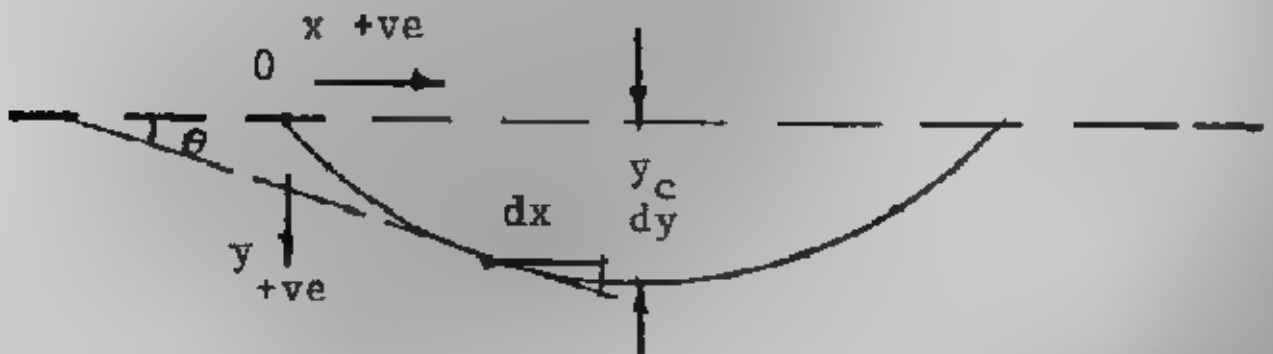
E = Modulus of elasticity of the material comprising the beam

I = Moment of inertia of the beam.

R = Resulting radius of curvature.

وبدراسة كمره بسيطة الإرتكاز تحت حمل منتظم التوزيع وترخيم مركزى

Central deflection Y_c واعتبار الدعامه اليسرى نقطة أصل كما فى شكل (٨-٢) •



شكل (٨-٢) ترخيم كمره بسيطة •

فإن زاوية الميل هي Slope angle θ عند أى نقطة حينما تكون صغيرة كما يحدث فى حالة الكمرات فإن :

$$\theta = \tan \theta = dy / dx$$

النقطتان A, B على الكمره المسافة بينهما dx وطول المنحنى بينهما ds , $d\theta$ الزاوية على محور x المصنوعة بواسطة العماس عند B (الزيادة فى ds تسبب نقصا فى الزاوية ولذا تؤخذ $-d\theta$)

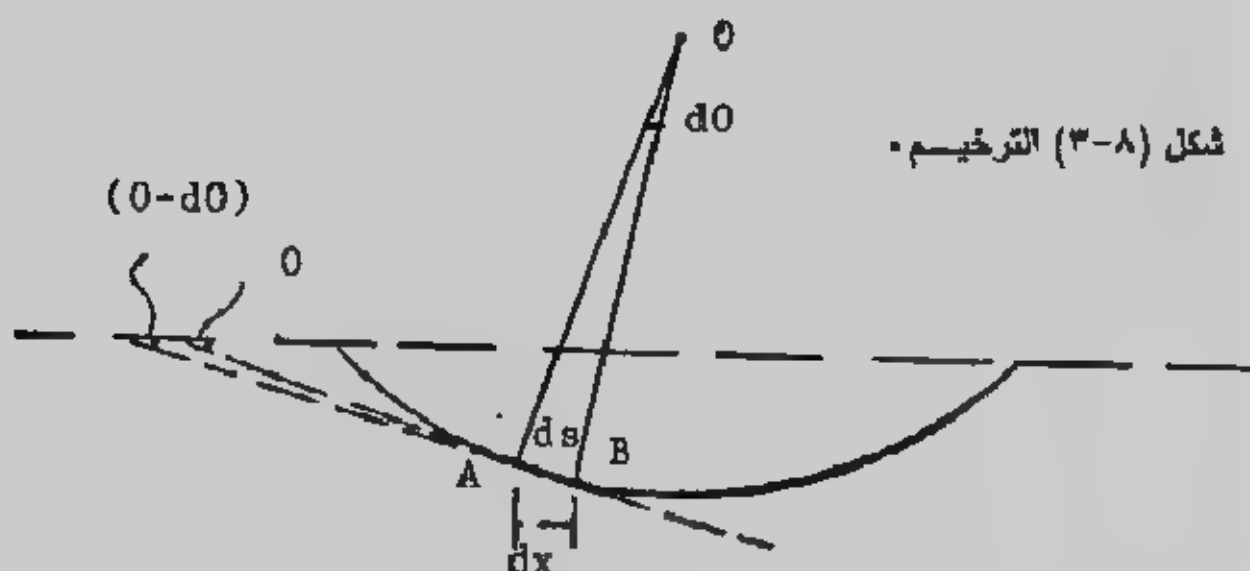
شكل (٣-٨) وحينئذ

$$d\theta / ds \text{ is } -ve \text{ and } 1/R = -d\theta/ds$$

$$ds = dx$$

$$\therefore 1/R = -d\theta / ds = -d\theta / dx = -d(dy/dx) / dx^2$$

$$\therefore -M/EI = d^2y / dx^2$$



$$dy/dx = \frac{1}{EI} \int -M dx = \frac{1}{EI} [-Mx + A]$$

$$y = \frac{1}{EI} \iint -M dx dx = \frac{1}{EI} [-\frac{Mx^2}{2} + Ax + B]$$

وتكون الكمره جليئة تماما إذا كان :

$$y = 0, EI = \infty$$

وتكون الكمره مرنة تماما إذا كان :

$$y = \infty, EI = 0$$

٣- نوع التربة Type of Soil : التربة المتماسكة Cohesive soil مثل الطمي والطين وهما يتصرفان كتربة مرنة عند تحميلهما، والأساس عليهما يعامل بنظرية المرونة. والتربة الغير متماسكة Cohesionless soil مثل الزلط والرمل وهذه التربة لا تسلك السلوك المرن.

٤ - نوع الحمل Form of Loading : نوع الحمل المؤثر على الأساس يعتمد على شكل ووظيفة المنشأ وتعيين قيمة الحمل عامل هام فى التصميم.

الحلول القياسية المعتمدة على ضغط التماس :

توجد كثير من الحلول المعتمدة على ضغط التماس ولكنها تحتوى على بعض العيوب منها :

- ١- تطبق الحلول على حالات تحميل بسيطة فقط.
- ٢- التربة يجب أن تؤخذ إما متماسكة تماما أو غير متماسكة تماما.
- ٣- الأساس يجب أن يفرض إما مرن تماما أو جاسئ تماما.
- ٤- الحلول تطبق على الأساس الدائرية والمربعة والشريحة.

شكل ضغط التماس :

يعتمد شكل توزيع ضغط التماس على صفات المرونة لكل من الأساس والتربة تحت الأساس.

وبدراسة ضغط التماس تحت أساس دائرى وأساس شريحة Strip معرضين لحمل منتظم وهما من النوع الجاسئ على تربة نصف مرنة، وبفرض أن إجهادات القص على قاعدة الأساس مساوية الصفر، وجد أن توزيع ضغط التماس يعتمد على معامل K_r :

$$K_r = \frac{1}{6} \left(\frac{1 - \nu_s^2}{1 - \nu_f^2} \right) \left(\frac{E_f}{E_s} \right) \left(\frac{T}{b} \right)^3$$

where : ν_s = Poisson's ratio for soil
 ν_f = Poisson's ratio for foundation material
 E_f, E_s = Young's modulus of foundation material and soil, respectively.
 b = $\begin{cases} \text{half - width for strip foundation} \\ \text{radius for circular foundation} \end{cases}$
 T = Thickness of foundation

ويلاحظ أن :

$K_r = 0$ يبين أن الأساس مرن تماما Perfectly flexible foundation

$K_r = \infty$ بين أن الأساس جاسئ تماما Perfectly rigid foundation

الأساس الجاسئ Rigid :

جساءة الأساس تجعل الهبوط تحت الأساس للحمل المنتظم متساوى وتجعله يتغير خطيا إذا كان الحمل غير منتظم. وهنا ضغط التماس يعتمد على نوع التربة شكل (٨-٤).



شكل (٨-٤) : الأساس الجاسئ.

وللأساس الجاسئ ($K_f = \infty$) تكون $q_c/q = 0.67$ عند محور الأساس الشريحية.

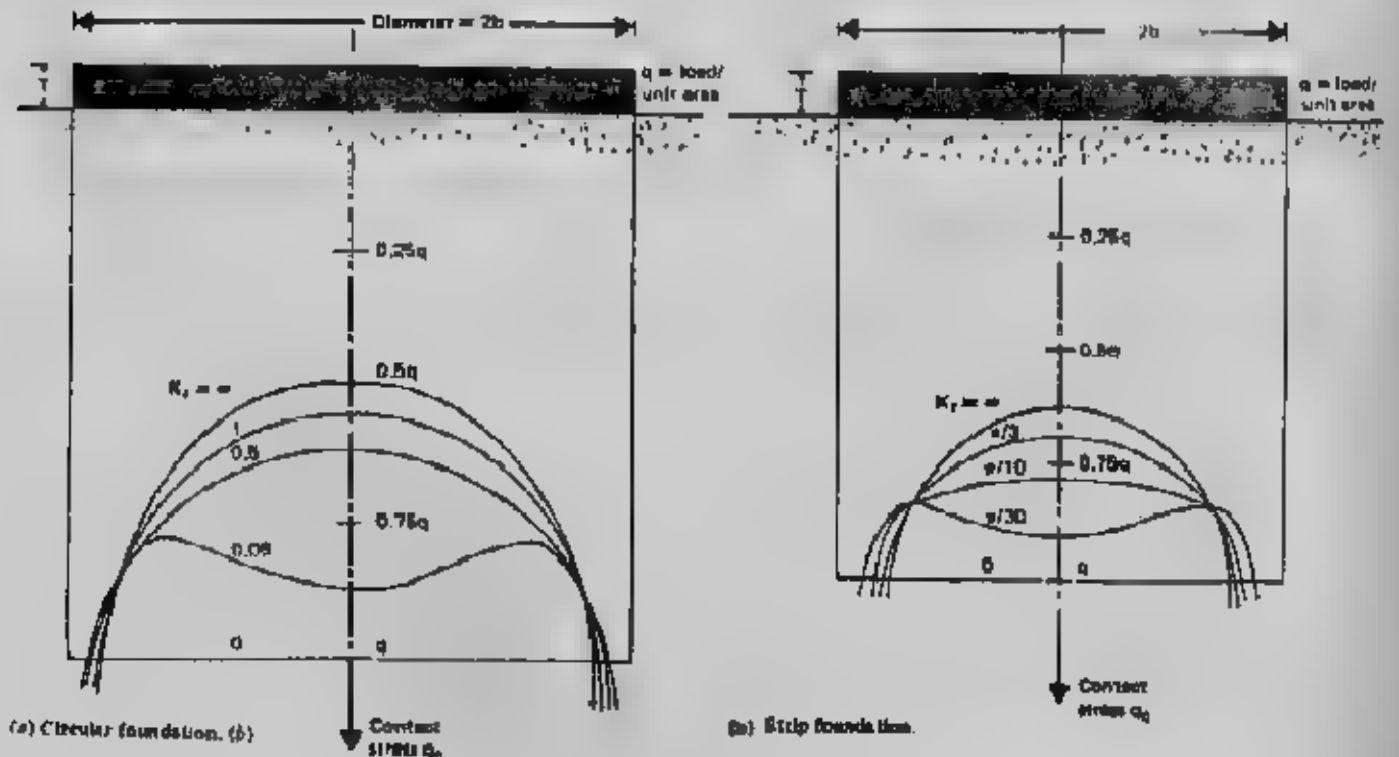
و $q_c/q = 0.5$ عند محور الأساس الدائري، وعند أطراف الأساس تقترب q_c من اللانهاية شكل (٨-٥).

الأساس المرن Flexible :

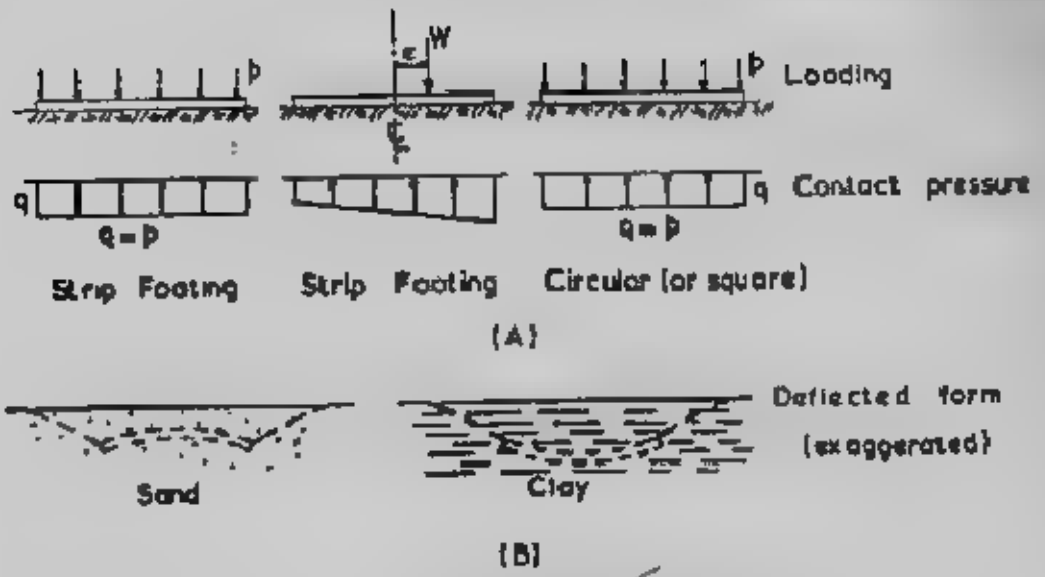
الأساس المرن لا يبدى مقاومة للانحناء، وضغط التماس دائما منتظم للأحمال المركزة والموزعة أو يكون ضغط التماس متغير بانتظام تحت لأحمال المركزة اللامركزية (eccentric) شكل (٨-١٦) وحينما يكون الأساس مرتكزا على رمل Sand فإن الهبوط عند الأطراف يكون أكبر من الهبوط في الوسط، أما حينما يكون الأساس مرتكزا على الطين Clay فإن الهبوط تحت المركز يكون أكبر من الهبوط عند الأطراف بقيم تصل إلى ١.٥ مرة شكل (٨-٦ ب).

وتبين الأشكال (٨-٧، ٨، ٩) توزيع ضغط التماس تحت الأساس المرن وتحت

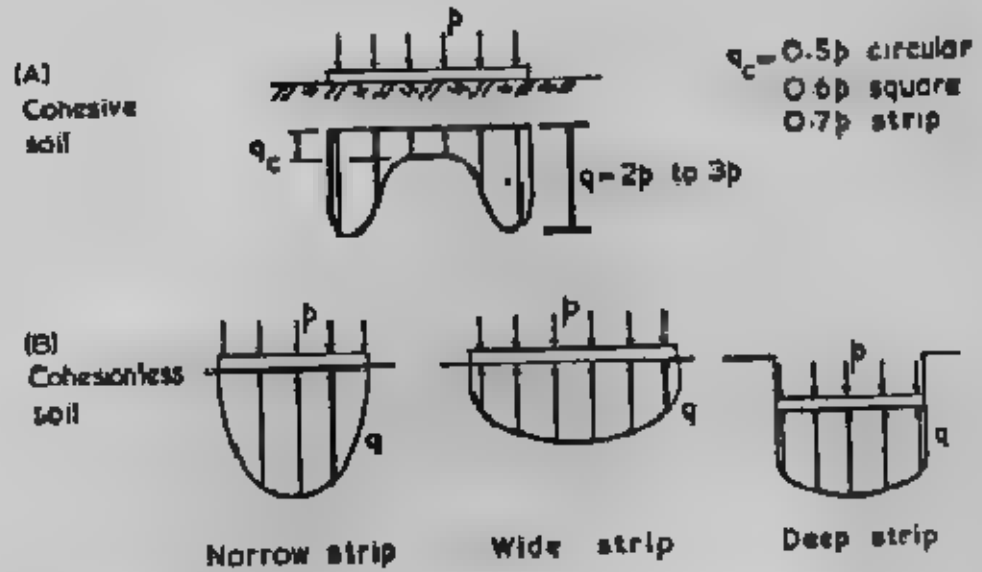
الأساس الجاسئ عند ارتكازهما على الرمل والطين.



شكل (٨-٥) : ضغط التماس للأساس الجاسئ.



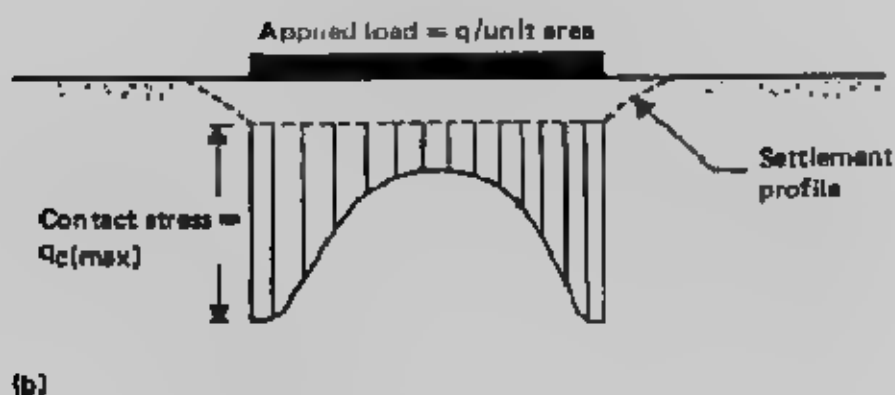
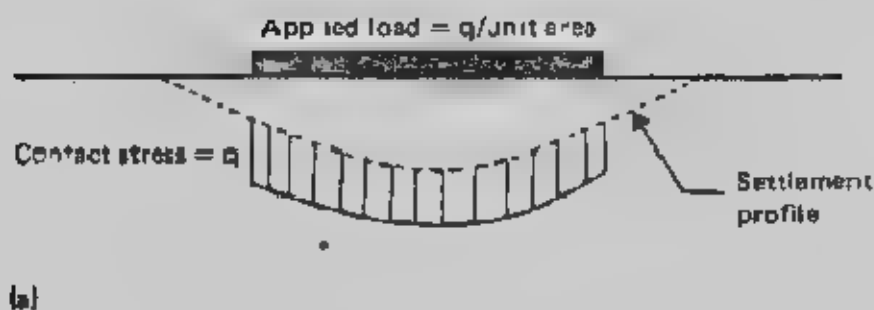
شكل (٨-٦) : الأساسات المرنة واللامركزية.



شكل (٨-٧) : ضغط التماس للأساسات.

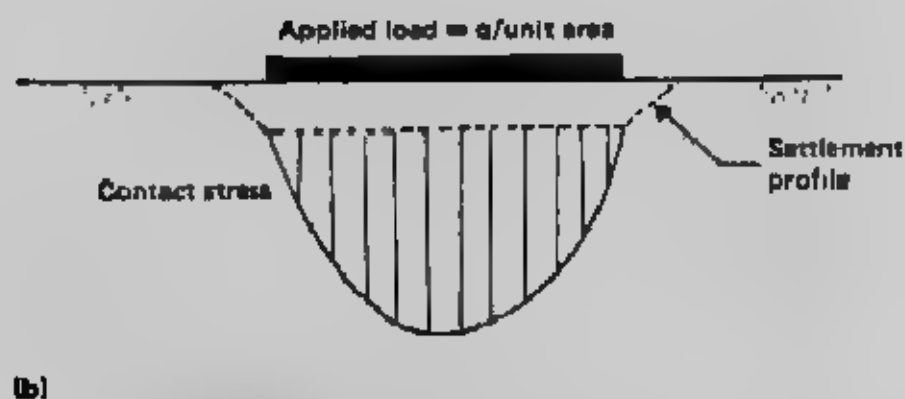
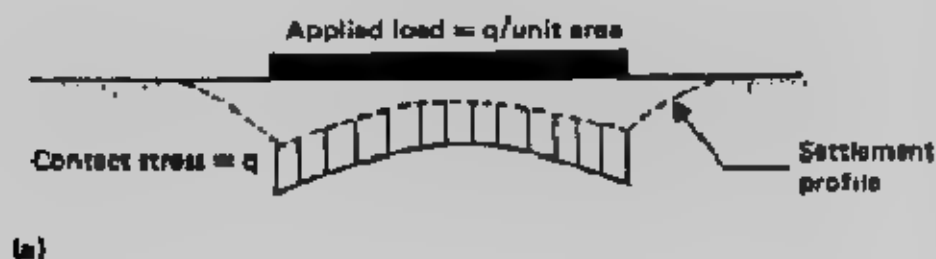
نظام حسابات التصميم : Routine Design Calculations

عند تصميم الأساسات الدائرية والمربعة فإن أغلب المصممين يفترض أن ضغط التماس يكون منتظم التوزيع أو يتغير بانتظام، وكل الحلول نفترض أن الأساس إما جسي وإما مرن، والتربة إما متماسكة وإما غير متماسكة. بينما الواقع أن كل الأساسات لها درجة معينة من المرونة Flexibility أو الطواعية وأغلب الترب خليط من النوعين وعلى هذا فإن ضغط التماس يكون خليطاً من النوعين للمعروفين.



Flexible (a) and rigid (b) foundations on clay.

شكل (أ-أ) : ضغط التماس للأساسات المرنة على الطين •



Flexible (a) and rigid (b) foundations on sand.

شكل (أ-ب) : ضغط التماس للأساسات المرنة على الرمل •

معاملات المرونة للتربة : Elastic Properties of Soil

معامل المرونة E ، ومعامل بواسون μ ، ومعامل رد فعل التربة K ، ومعامل الجساءة (القص) G تسمى معاملات المرونة، وتعيين قيمها للتربة مهم لاستخدامها في طرق التصميم الدقيقة والحديثة ومعامل الجساءة (القص) G يستخدم في تصميم الأساسات المعرضة لحمل ديناميكية أو اهتزازية.

أ- معامل المرونة E Stress-Strain Modulus

معامل المرونة أو معامل ينج Young's Modulus يعين من ميل القاطع أو ميل

المماس لمنحنيات الاجهاد - الانفعال الناتجة من اختبارات الضغط الثلاثي Triaxial Tests . أشكال (٨-١٠) ، (٨-١١) ، ويؤخذ معامل المماس الابتدائي غالبا Initial Tangent Modulus للأسباب الآتية :

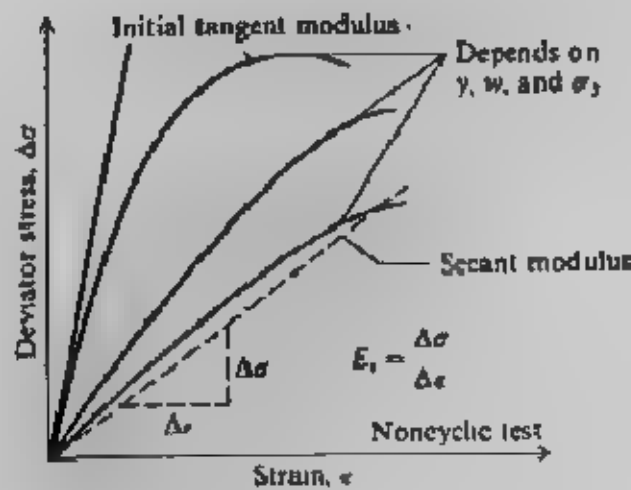
١- التربة مرنة فقط قرب بداية المنحنى .

٢ يعطى أقل قيمة حيث أن معامل التقاطع يعطى قيمة أكبر كثيرا .

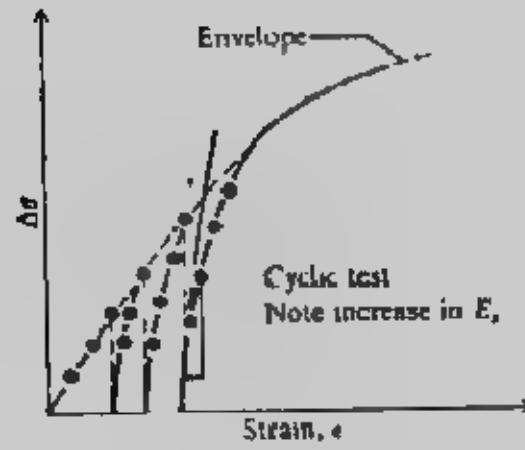
٣- أقل تباعد بين النتائج يوجد في هذه المنطقة .

ويقترح بعض الباحثين أفضل معامل تماس يمكن الحصول عليه، من Cycling

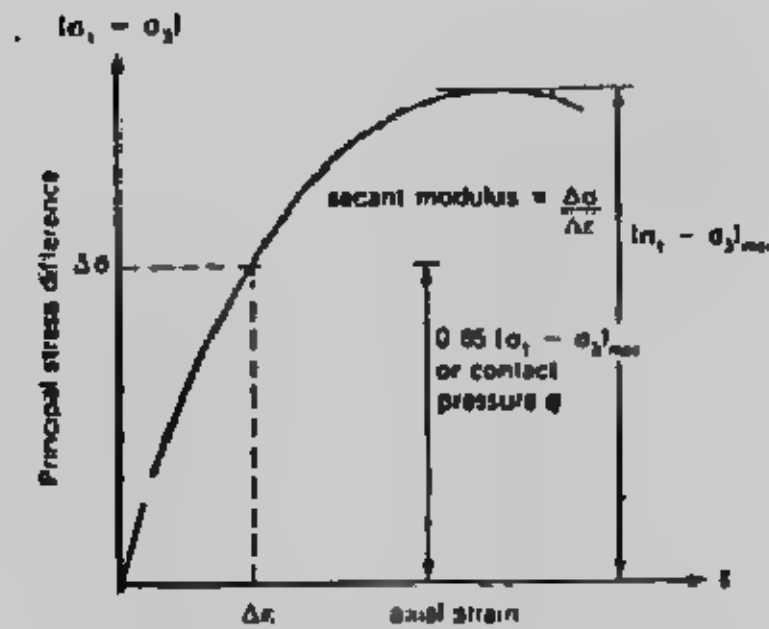
Deviator Stress في حدود خمس مرات ثم يحدث الاتهيان ويوضح شكل (٨-١٢) طريقة أخرى لتعيين معامل المرونة . وبعض القيم التقريبية لمعامل المرونة لأنواع المختلفة للتربة معطاه في جدول (٢-١٦) ، (٢-١٧) بالباب الثاني من هذا الكتاب .



شكل (٨-١٠) : معامل المرونة



شكل (٨-١١) : معامل المرونة.



شكل (٨-١٢) : معامل المرونة.

وحيثما يتعذر الحصول على معامل المرونة من التجارب المعملية فإنه يمكن الحصول على معامل المرونة من بعض التجارب الحقلية كما ذكر في الباب الثاني من هذه الكتاب والجداول (٢-١٩، ٢٠، ٢١، ٢٢) تعطى علاقات معامل المرونة بنتائج التجارب الحقلية، وفي نهاية هذا الباب معطى طرق تعيين معامل المرونة من التجارب المعملية والحقلية كما نص عليها الكود المصرى لميكانيكا التربة والساسات.

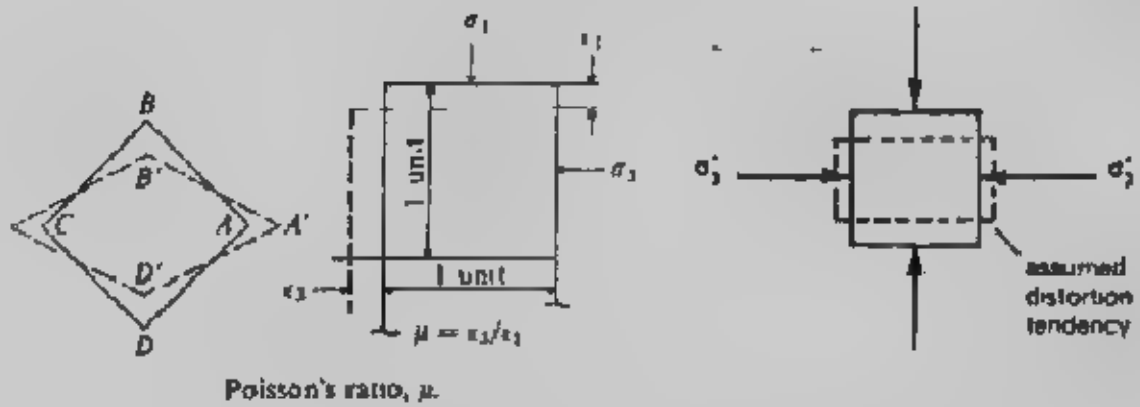
ب- معامل بواسن Poisson's ratio :

معامل بواسن يعرف بأنه النسبة بين انفعال الضغط المحورى وانفعال التمدد

بعضى بشكل (٨-١٣) :

$$\mu = \epsilon_3 / \epsilon_1$$

ويتضح من التعريف السابق أن قيمة معامل بواسن يمكن أن تكون سالبة حينما يوجد انكماش عرضي ولقد بينت التجارب العملية أن هذا المعامل ممكن أن تكون قيمته أكبر من ٠,٥ وفي هذه الحالة تكون التربة لدنة أي أن نظرية المرونة لا تطبق عليها.



شكل (٨-١٣) : معامل بواسن .

وبين جدول (٨-١) مجدول قيم معامل بواسن لأنواع التربة المختلفة وبين جدول

(٨-٢) القيمة التي يصبح بها الكود المصري لميكانيكا التربة والمباني .

جدول (٨-١) حدود قيم معامل بواسن .

Values or value ranges for Poisson's ratio μ

Type of soil	μ
Clay, saturated	0.4-0.5
Clay, unsaturated	0.1-0.3
Sandy clay	0.2-0.3
Silt	0.3-0.35
Sand, gravelly sand	-0.1-1.00
commonly used	0.3-0.4
Rock	0.1-0.4 (depends somewhat on type of rock)
Loess	0.1-0.3
Ice	0.36
Concrete	0.15

جدول (٨-٢) القيم التقديرية لنسبة بواسن .

نوع التربة	طين مشبع	طمي ورمل
μ	٠,٥	٠,٣

ج- معامل الجساءة (القص) Shear Modulus G :

معامل القص أو الجساءة يعرف بأنه النسبة بين إجهاد القص وانفعال القص

$$G = S / \epsilon_s$$

ويمكن تعيينه من معامل المرونة ومعامل بواسن

$$G = E_s / 2 (1 + \mu)$$

د- معامل رد فعل التربة K_s : Modulus of Subgrade Reaction

معامل رد فعل التربة من المعاملات الهامة التي تدخل في تصميم الأساسات المرنة كالطرق والكمرات والبلاطات على التربة المرنة كما يدخل في حساب ضغط التماس، ويعرف معامل رد فعل التربة بأنه هو النسبة بين وحدة ضغط التربة والهبوط المقابل لها :

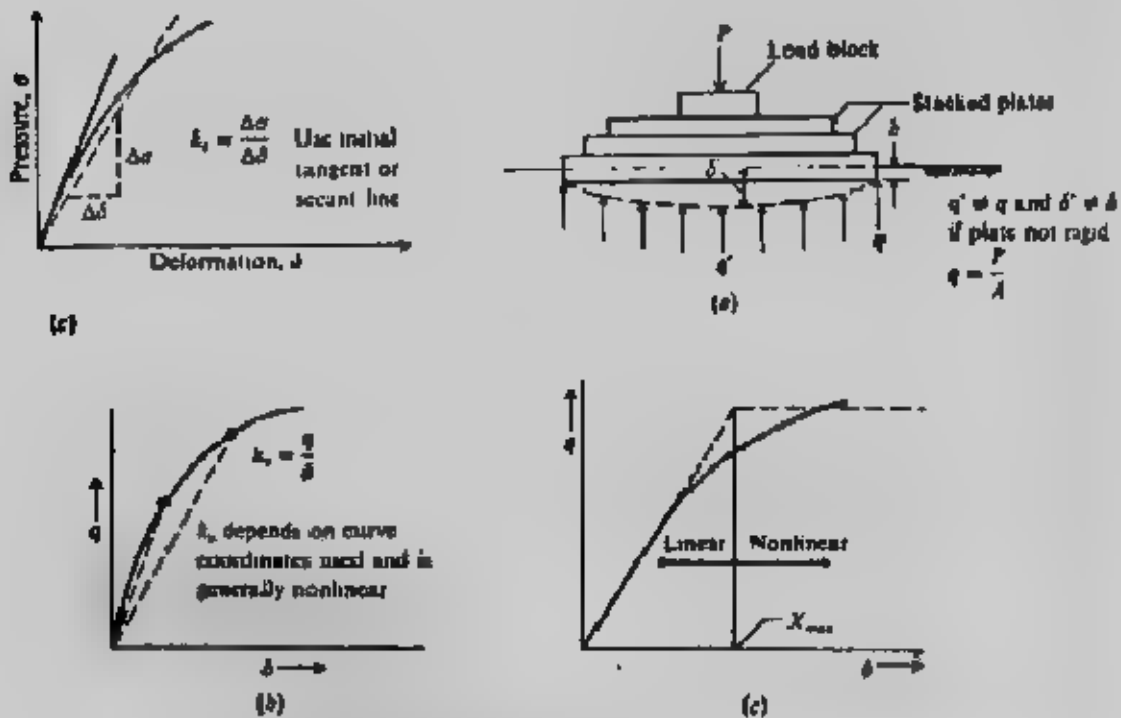
$$k_s = q / \Delta \quad \text{kN/m}^3$$

q = intensity of soil pressure

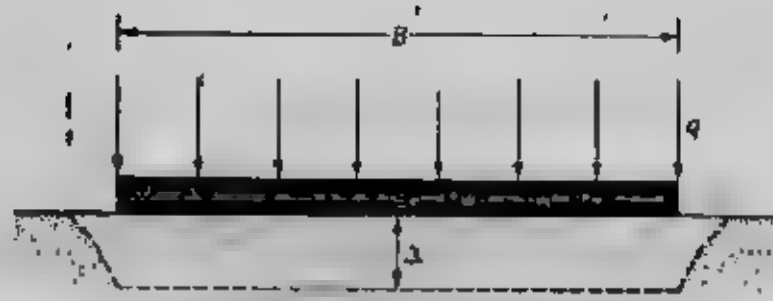
Δ = settlement under intensity q .

وبالرغم من بساطة التعريف إلا أن تعيين هذا المعامل ليس بالأمر اليسير لأن الأبحاث أثبتت أن هذا المعامل لا يتغير من تربة إلى تربة فقط حسب صفاتها الميكانيكية وإنما يتغير أيضا طبقا لمسوب وحجم وشكل الأساس. ويعين معامل رد فعل التربة من اختبار التحميل Plate Loading Test حيث اقترح معمل أبحاث الطرق الأمريكي حساب معامل رد فعل التربة من الضغط المقابل لهبوط قدرة ١.٣ مم في اختبار تحميل لوح ٠.٣ × ٠.٣ م شكل (٨-١٤).

وقد تم معامل رد فعل التربة ليست ثابتة للتربة الواحدة ولكنها تعتمد على عدة عوامل مثل طول الأساس (L) وعرضه (B) وأيضا عرض الأساس. وعلى ذلك فعند استخدام أساس عرضه B × B فإن القيمة الناتجة من اختبار تحميل لوح ٠.٣ × ٠.٣ سوف تعدل على النحو الآتي، شكل (٨-١٥) :



شكل (٨-١٤) : تعيين معامل رد فعل التربة من اختبار التحميل.



Definition of coefficient of subgrade reaction,

شكل (٨-١٥) معامل رد فعل التربة،

$$k_s = k_{0.3} \left(\frac{B+0.3}{2B} \right)^2 \quad \text{for foundations on sandy soils}$$

where $k_{0.3}$ and k - coefficients of subgrade reaction of footings measuring 0.3 (m) x 0.3 (m) and B (m) x B (m), respectively (unit kN/m^3).

$$k_s (\text{kN/m}^3) = k_{0.3} (\text{kN/m}^3) \left[\frac{0.3 (\text{m})}{B (\text{m})} \right] \quad \text{for foundation on Clays}$$

ولأساس مستطيل الشكل B x L تدعى التربة فإن معامل رد فعل التربة يحسب من :

$$k_s = \frac{k_{(B \times B)} \left(1 + \frac{B}{L} \right)}{1.5}$$

Where :

k_s = Coefficient of subgrade modulus of the rectangular foundation (L x B).

$k_{(B \times B)}$ = Coefficient of subgrade modulus of a square foundation having dimension of B x B

والمعادلة السابقة تبين أن قيمة معامل رد فعل التربة لأساس طويل جداً بعرض B هي بالتقريب $0.67 k_{(B \times B)}$ وكما أن قيمة معامل المرونة تزيد مع العمق للتربة الخشنة فإن قيمة معامل رد فعل التربة يزيد أيضاً مع العمق للتربة الخشنة أيضاً والتي تمتد مسافة لا تقل عن B تحت الأساس.

$$K_{sf} = K_{sm} \left(1 + \frac{2D_f}{B} \right) \leq 2 K_{sf}$$

Where K_{sf} - Coefficient of subgrade modulus at foundation level

K_{sm} = Coefficient of subgrade modulus at ground surface

D_f = Foundation depth

وتوجد طرق أخرى غير مباشرة لتحديد معامل رد فعل التربة فأقترح سكوت Scott

1981 تعين معامل رد فعل التربة الرملية من رقم الاختراق القياسي N :

$$k_{0.3} (\text{MN/m}^3) = 1.8 N$$

Where N = Corrected standard penetration resistance

كما اقترح سلاح المهندسين الأمريكي The US Corps of Engineering حساب معامل رد

فعل التربة من الهبوط المقابل لإجهاد قدره 0.7 kg/cm^2 على سطح الأرض

$$k_s = 0.7 / \delta \quad \text{kg/cm}^2$$

كما يمكن تعيين معامل رد فعل التربة من معامل كاليفورنيا CBR

$$k_s = q_{CBR} / 0.25$$

كما اقترح بولس حساب معامل رد فعل التربة بطريقة تقريبية من قدرة تحمل التربة الآمنة من:

$$k_s = 40 q_n \text{ (FS) kN/m}^2$$

Where : $q_n = q_{ult} / \text{FS}$

FS معامل الأمان لهبوط قدره ٢,٥ سنتيمتر أما لو كان الهبوط ٠,٦ أو ١,٢٥ أو ١,٩ اسم

فإن الرقم ٤٠ يصبح ٨٠، ١٢٠، ١٦٠ كما اقترح قيسك حساب معامل رد فعل التربة من معاملات المرونة :

$$k_s = Bk_s = 0.65 \sqrt[12]{\frac{E_s B^4}{E_f I_f}} \frac{E_s}{1 - \mu^2}$$

or

$$k_s = 0.65 \sqrt[12]{\frac{E_s B^4}{E_f I_f}} \frac{E_s}{B(1 - \mu^2)}$$

Where : E_s = Young's modulus of soil

B = Foundation width.

E_f = Young's modulus of foundation material

I_f = moment of inertia of the cross section for the foundation.

μ = Poisson's ratio of soil

للأعراض العملية يمكن تعرض المعادلة السابقة إلى :

$$k = \frac{E_s}{B(1 - \mu^2)}$$

كما نورد بعض المراجع إمكانية حساب معامل رد فعل التربة من الهبوط الفوري S_1 :

$$k_s = \Delta q / S_1$$

ومعامل رد فعل التربة مفيد جدا في تصميم الطرق والمطارات سواء منها الجاسي Rigid

من الخرسان أو المرية Flexible من الأسفلت. كما يمكن الحكم على جساءة أو مرونة

الأساسات بدلالة معامل رد فعل التربة على النحو الآتي :

For rigid footing $\lambda L < \pi$

Intermediate $\pi/4 < \lambda L < \pi$

For flexible footing $\lambda L > \pi$

$$\text{where } \lambda = 4 \sqrt{\frac{k_s B}{4 E_c I}}$$

E_c = Young's modulus and moment of inertia for footing material

ونظرا للتكلفة العالية لاختبار التحميل والرمز الطويل اللازمة للاحتبار وصعوبة التقدير الدقيق للهبوط فإن المراجع المقترحت على المصممين قيما تقريبية لمعامل رد فعل التربة لأنواع التربة المختلفة نوجزها في جدول (٢-٨) .

جدول (٢-٨) قيم K_c للأساسات على سطح الأرض

Soil	State	K_c MN/m ³
Dry or moist sand	loose ($N < 10$)	8 - 25
	Medium ($N = 10-30$)	25 - 125
	Dense ($N > 30$)	125 - 375
Submerged sand	Loose ($N < 10$)	10 - 15
	Medium ($N = 10-30$)	35 - 40
	Dense ($N > 30$)	130-150
Clayay sand	Medium dense	32 - 80
Silty sand	Medium dense	24 - 48
Clay	Stiff ($q_u = 100-200$)	12 - 25
	Very stiff ($q_u = 200-400$)	25 - 50
	Hard ($q_u > 400$)	> 50

(Note q_u = unconfined compression strength)

كما بين جدول (١-٨) فيما أخرى مقترحة لمعامل رد فعل التربة

جدول (١-٨) قيم أخرى لمعامل رد فعل التربة .

Soil	Unified classification	K_c kg/cm ³
Gravel, gravelly	GW loose	5 - 10
	GW dense	15 - 20
	GP loose	5 - 10
	GP dense	10 - 20
	GC	8 - 15
	GM	5 - 15
Sand, Sandy	SW loose	1 - 3
	SW dense	5 - 15
	SP loose	1 - 3
	SP dense	5 - 8
	SC	6 - 15
	SM	3 - 8
Clay, Silt	Soft $q_u = 0.1-1$ kg/cm ²	3 - 5q
	Medium $q_u = 1.5-4$ kg/cm ²	3 - 5 q
	Hard $q_u > 4$ kg/cm ²	3 - 5q

حل هيتنى لكمرة على تربة مرنة

The Hetenyi Solution of a Beam on an Elastic Foundation

قدم هيتنى (Hetenyi, 1948) حلاً تقليدياً لكمرة على أساس مرن وهذا الحل يعتمد

على معادلة تفاضلية لكمرة محملة بحمل موزع q ، وللكمرة على التربة فإن q يكون رد فعل التربة، وباستخدام معامل رد فعل التربة،

$$q = k_s \cdot y$$

وتكون المعادلة التفاضلية :

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} = -q = -k_s \cdot y$$

وهذا الحل يعتمد على فرض وينكلر Winkler الذى يعتبر أن تربة التأسيس عبارة عن مجموعة من اليايات Springs والمعادلة السابقة هى معادلة تفاضلية من الدرجة الرابعة والحل العام لها يصم أربع ثوابت هى D, C, B, A تعين من حالات الحدود عند نهايتى

$$y = e^{\lambda x}(A \cos \lambda x + B \sin \lambda x) + e^{-\lambda x}(C \cos \lambda x + D \sin \lambda x) \quad \text{الكمرة تحت الحمل} :$$

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{k_s B}{4EI}}$$

B, E, I = Footing width, elastic modulus of footing material, and moment of inertia

ويجب أن نتذكر أن :

$$dy/dx = \theta = \text{slope}$$

الدوران = التفاضل الأول للهبوط

$$d^2 y/dx^2 = M = \text{bending moment}$$

العزم = التفاضل الثانى

$$d^3 y/dx^3 = Q = \text{Shear}$$

القص = التفاضل الثالث

$$d^4 y/dx^4 = P = \text{load}$$

الحمل = التفاضل الرابع

وبين جدول (٥-٨) حل المعادلات التفاضلية لحالات التحميل المبينة فى شكل

(١٥-٨) للأحمال المركزة، وعند $x=0$ فى شكل (١٥-٨) فإن حالات الحدود :

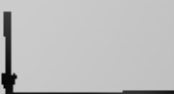
at $x =$	Shear	Moment	Slope	Deflection
0	0	C	unknown	unknown
a (load)	$\begin{matrix} + \\ - \end{matrix}$	$M_L = -M_R$	$\theta_L = \theta_R$	unknown
L	0	0	unknown	unknown

وحل الكمرة ذات الطول المحدد المحملة بحمل على مسافة a من النهاية اليسرى للكمرة وباستخدام حالات الحدود تأخذ الصورة الآتية :

$$V = \frac{P\lambda}{k_g (\sinh^2 \lambda L - \sin^2 \lambda L)} \left\{ 2 \cosh \lambda x \cos \lambda x (\sinh \lambda a \cosh \lambda b - \sin \lambda L \cosh \lambda a \cos \lambda b) + (\cosh \lambda x \sin \lambda b) + \sinh \lambda x \cos \lambda x \left[\sinh \lambda L (\sin \lambda a \cosh \lambda b - \cos \lambda a \sinh \lambda b) + \sin \lambda L (\sinh \lambda a \cos \lambda b - \cosh \lambda a \sin \lambda b) \right] \right\}$$

$$M = \frac{P}{k_g (\sinh^2 \lambda L - \sin^2 \lambda L)} \left\{ 2 \cosh \lambda x \cos \lambda x (\sinh \lambda a \cosh \lambda b - \sin \lambda L \cosh \lambda a \cos \lambda b) + (\cosh \lambda x \sin \lambda b) + \sinh \lambda x \cos \lambda x \left[\sinh \lambda L (\sin \lambda a \cosh \lambda b - \cos \lambda a \sinh \lambda b) + \sin \lambda L (\sinh \lambda a \cos \lambda b - \cosh \lambda a \sin \lambda b) \right] \right\}$$

جدول (٨-٥) حلول كمرة غير محدودة على أساس مرن.

Concentrated load at end	Moment at end
 $y = \frac{2V_1\lambda}{k'_g} D_{1x}$	$y = \frac{-2M_1\lambda^3}{k'_g} C_{1x}$
$\theta = \frac{-2V_1\lambda^2}{k'_g} A_{1x}$	$\theta = \frac{4M_1\lambda^3}{k'_g} D_{1x}$
$M = \frac{-V_1}{\lambda} B_{1x}$	$M = M_1 A_{1x}$
$Q = -V_1 C_{1x}$	$Q = -2M_1\lambda B_{1x}$
Concentrated load at center	Moment at center
$y = \frac{P\lambda}{2k'_g} A_{1x}$	$y = \frac{M_0\lambda^3}{k'_g} B_{1x}$ deflection
$\theta = \frac{-P\lambda^2}{k'_g} B_{1x}$	$\theta = \frac{M_0\lambda^3}{k'_g} C_{1x}$ slope
$M = \frac{P}{4\lambda} C_{1x}$	$M = \frac{M_0}{2} D_{1x}$ moment
$Q = \frac{-P}{2} D_{1x}$	$Q = \frac{-M_0}{2} A_{1x}$ shear

The A, B, C, and D coefficients are

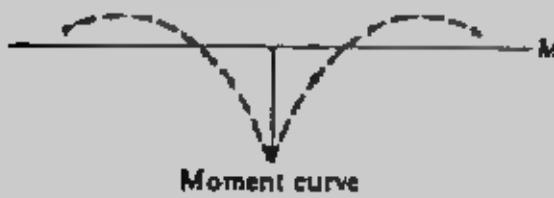
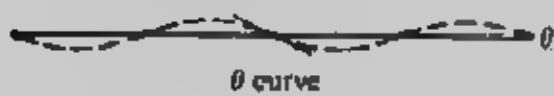
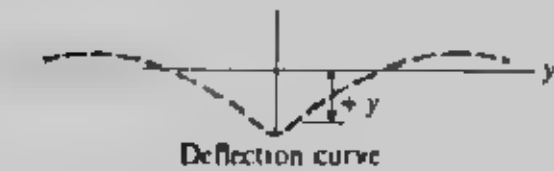
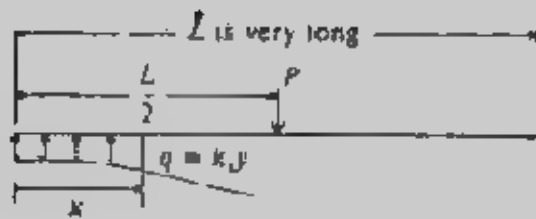


$$A_{1x} = e^{-\lambda x} (\cos \lambda x + \sin \lambda x)$$

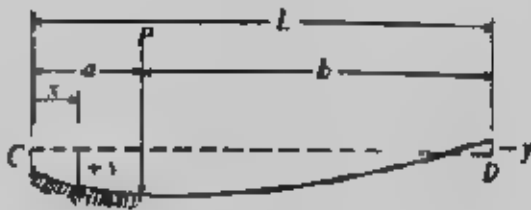
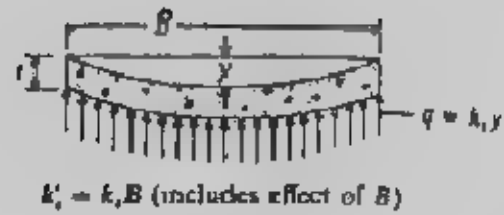
$$B_{1x} = e^{-\lambda x} \sin \lambda x$$

$$C_{1x} = e^{-\lambda x} (\cos \lambda x - \sin \lambda x)$$

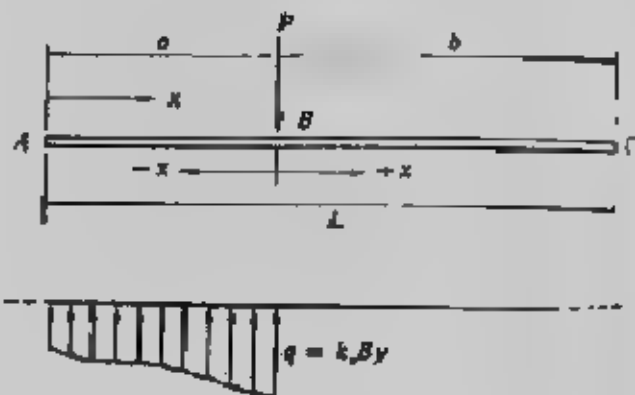
$$D_{1x} = e^{-\lambda x} \cos \lambda x$$



(a) Infinite length beam on an elastic foundation.



(b) Finite length beam on elastic foundation.



(c)

شكل (٨-١٥) : الكمرة على أساس مرن •

$$Q = \frac{P}{(\sinh^2 \lambda L - \sin^2 \lambda L)} \left\{ \cosh \lambda x \cos \lambda x (\sinh \lambda a \cosh \lambda b \right. \\ x (\sin \lambda L \cosh \lambda a \cos \lambda b - \sin \lambda L \cosh \lambda a \cos \lambda b) \\ + \sinh \lambda x \cos \lambda x \left[\sinh \lambda L (\sin \lambda a \cosh \lambda b - \cos \lambda a \sinh \lambda b) \right. \\ \left. \left. + \sin \lambda L (\sinh \lambda a \cos \lambda b - \cosh \lambda a \sin \lambda b) \right] \right\}$$

والمعادلات السابقة تستخدم إذا كانت $x < a$ أما إذا كانت $x > a$ فإن a توضع مكان b في المعادلات وتقاس x من ناحية D وهذه المعادلات يمكن أن تكتب في الصورة الآتية :

$$y = \frac{P\lambda}{k_y} A', \quad M = \frac{P}{2\lambda} B' \quad \text{and} \quad Q = PC'$$

حيث A^*, B^*, C^* هي القيم الباقية من المعادلات السابقة. أما بالنسبة للحمل الموزع، شكل (C-١٦-٨)، وشكل (١٧-٨) فإن الهبوط deflection عند أى نقطة J نتيجة الحمل الموزع هو:

$$y_1 = \frac{p\lambda}{2k_s} \left[\int_0^r e^{-\lambda\xi} \{\cos(\lambda\xi) + \sin(\lambda\xi)\} d\xi + \int_0^s e^{-\lambda\xi} \{\cos(\lambda\xi) + \sin(\lambda\xi)\} d\xi \right]$$

والمعادلة السابقة تختصر للمعادلة الآتية بانخال r, s علما بأن r للشمال تؤخذ بإشارة سالبة:

$$y_1 = \frac{p}{2k_s} [2 - D(\lambda r) - D(\lambda s)]$$

وبمعرفة s, r يمكن إيجاد الهبوط عند أى نقطة تحت الحمل، وبالمثل يمكن تعيين الدوران والعزم والقوس من العلاقات:

$$\theta_1 = \frac{pB}{4\lambda} \left[\frac{2\lambda^2}{k_s B} \{A(\lambda r) - A(\lambda s)\} \right]$$

$$M_1 = \frac{pB}{4\lambda} \left[\frac{1}{\lambda} \{B(\lambda r) + B(\lambda s)\} \right]$$

$$V_1 = \frac{pB}{4\lambda} \left[\{C(\lambda r) - C(\lambda s)\} \right]$$

أما إيجاد الهبوط عند نقطة J خارج الحمل على شماله أو يمينه فيتم بالعلاقات الآتية:

$$y_1 = \pm \frac{p}{2k_s} [D(\lambda r) - D(\lambda s)]; \theta_1 = \pm \frac{p\lambda}{2k_s} [A(\lambda r) - A(\lambda s)]$$

$$M_1 = \mp \frac{pB}{4\lambda^2} [B(\lambda r) - B(\lambda s)]; V_1 = \frac{pB}{4\lambda} [C(\lambda r) - C(\lambda s)]$$

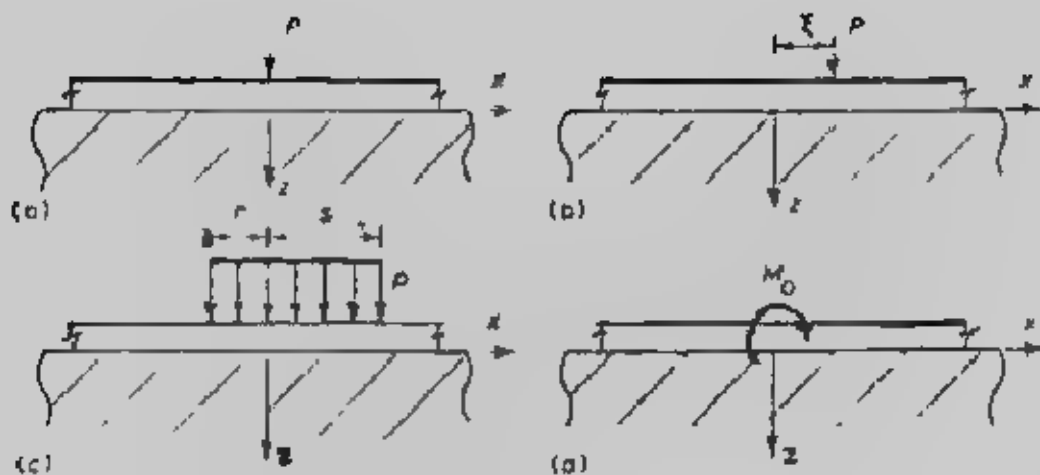
وبالنسبة لكمرات المعرضة لعزم انحناء مركز، شكل (d-١٦-٨) فإن الهبوط والدوران والعزم والقوس يتم تعيينهم من المعادلات:

$$[y(x); \theta(x); M(x); V(x)] = \frac{M_0}{B} \left[\frac{\lambda^2}{k_s} B(\lambda x); \frac{\lambda^2}{k_s} C(\lambda x); \frac{B}{2} D(\lambda x); -\frac{\lambda B}{2} A(\lambda x) \right]$$

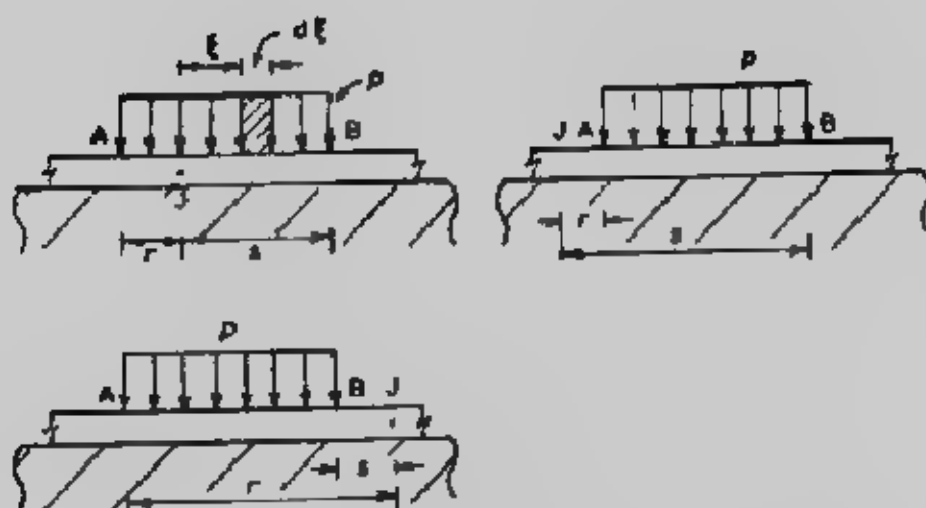
وفى هذه الحالة وعندما يكون العزم فى اتجاه عقرب الساعة فإن $y(x)$ يكون موجه على يمين النقطة تحت الاعتبار وتكون سالبة على الشمال، $\theta(x)$ تكون موجبة على اليمين والشمال، و $M(x)$ يكون موجب على اليمين وسالب على الشمال، و $Q(x)$ يكون سالب لكل من الشمال واليمين، وتعكس الإشارات السابقة إذا كانت العزم ضد اتجاه عقرب الساعة.

وحل هينتى المذكور من السهل تحويله إلى برنامج على الكمبيوتر. ويعيب حل هنتى أنه يغل وزن الكمرة ويصعب التحميل على الكمرة بأحمال متنوعة كما يصعب تغيير صفات الأساس وتغيير معامل رد فعل التربة على طول الكمرة.

وفى حالة وجود أكثر من حمل على الكمرة فإنه يمكن استخدام مبدأ التجميع (Superposition) أى حل الكمرة عدة مرات، كل مرة تحت تأثير حمل واحد ثم يتم تجميع النتائج على الكمرة كما فى شكل (١٨-٨).



شكل (٨-١٦) الأحمال المختلفة على الكمره.



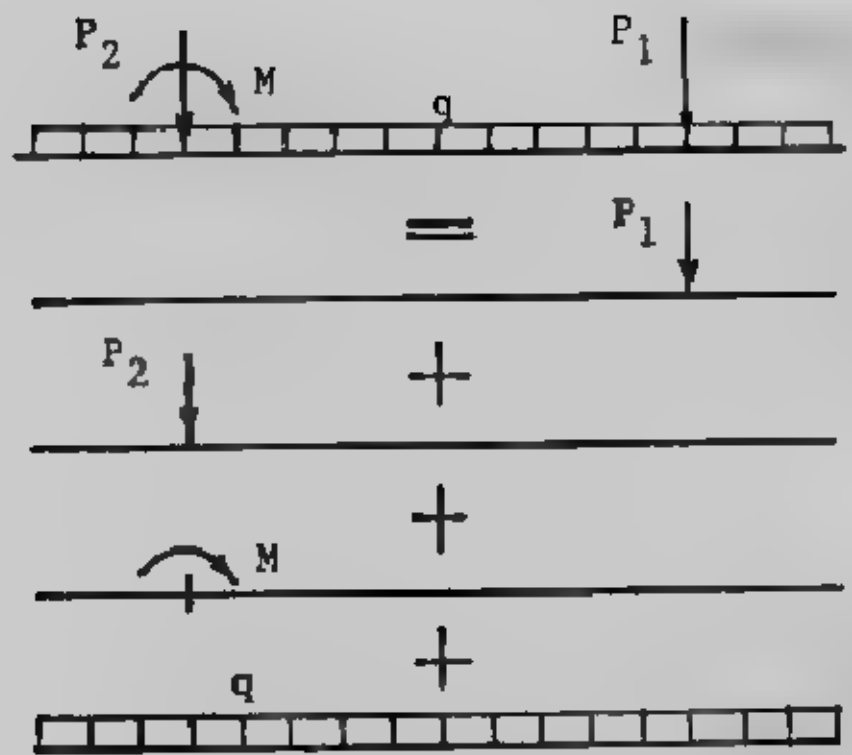
شكل (٨-١٧) حالة الحمل الموزع.

أما الثوابت الموجودة في العلاقات السابقة D, C, B, A فإنها تحسب من العلاقات

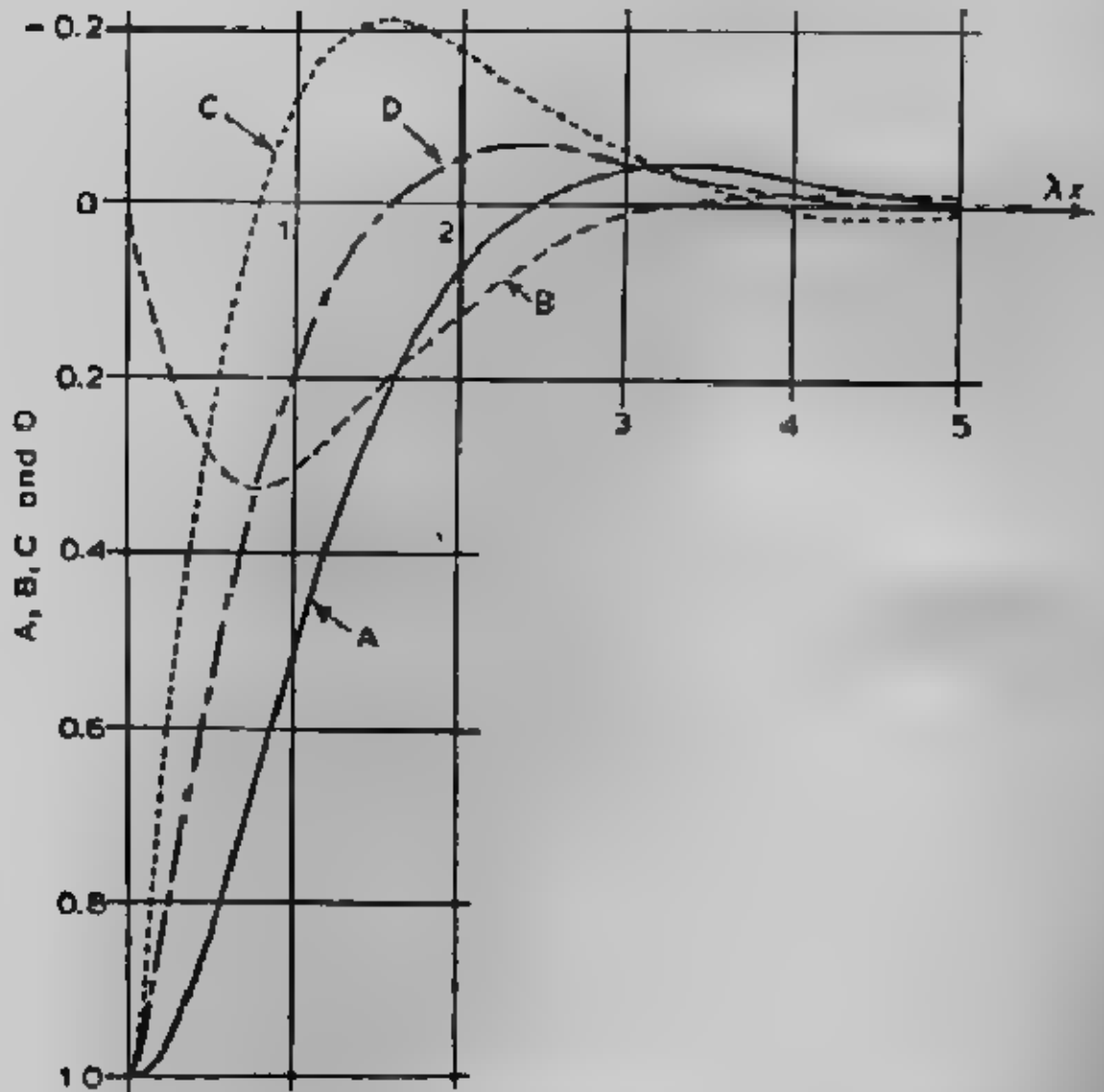
الموجودة في جدول (٨-٥) أو تعين من الشكل (٨-١٩) أو تعين من جدول (٨-٦).

Example (8-1):

Solve the beam shown in Fig. (8-20) using Heteny solution, $B = 3.048\text{m}$, $k_s = 1.540 \text{ kN/m}^3$, $E_s = 22408756 \text{ kN/m}^2$



شكل (٨-١٨) مبدأ التجميع في طريقة هيتي.

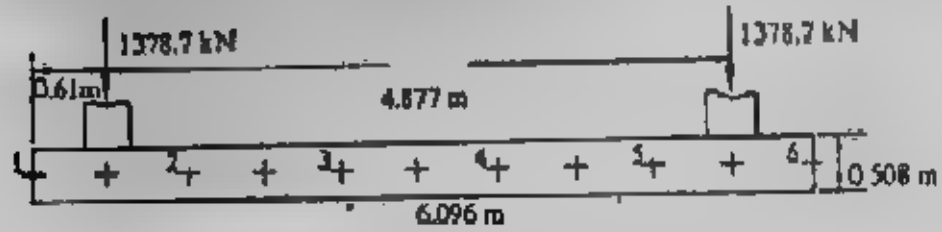


شكل (٨-١٩) منحنيات لتحديد الثوابت A, B, C, D .

جدول (٨-٦) تعيين الثوابت A, C, B, D

Functions A, B, C, D, E₁ and E₂ for use with the Winkler model

Δx	A	B	C	D	E ₁	E ₂	Δx	A	B	C	D	E ₁	E ₂
0	1.0000	0	1.0000	0	∞	∞	3.6	-0.0365	-0.0121	-0.0124	-0.0243	1.0256	0.9771
0.1	0.9907	0.0903	0.8100	0.9003	2.7634	1492.537	3.7	-0.0141	-0.0131	-0.0079	-0.0210	1.0276	0.9751
0.2	0.9651	0.1627	0.6398	0.8024	1.5263	233.645	3.8	-0.0314	-0.0137	-0.0040	-0.0177	1.0287	0.9738
0.3	0.9267	0.2189	0.4888	0.7077	1.1249	74.6826	3.9	-0.0285	-0.0140	-0.0008	-0.0147	1.0292	0.9732
0.4	0.8784	0.2610	0.3564	0.6174	0.9323	34.8797	4.0	-0.0258	-0.0139	0.0019	-0.0120	1.0290	0.9733
0.5	0.8231	0.2908	0.2413	0.5323	0.8239	19.7941	4.1	-0.0231	-0.0136	0.0040	-0.0093	1.0282	0.9738
0.6	0.7628	0.3099	0.1431	0.4530	0.7584	12.6566	4.2	-0.0204	-0.0131	0.0057	-0.0074	1.0271	0.9747
0.7	0.6997	0.3179	0.0599	0.3798	0.7178	8.8028	4.3	-0.0179	-0.0125	0.0070	-0.0054	1.0258	0.9758
0.8	0.6354	0.3223	-0.0093	0.3131	0.6931	6.5147	4.4	-0.0155	-0.0117	0.0079	-0.0038	1.0241	0.9773
0.9	0.5712	0.3185	-0.0657	0.2527	0.6795	5.0582	4.5	-0.0132	-0.0108	0.0081	-0.0023	1.0222	0.9790
1.0	0.5083	0.3067	-0.1108	0.1988	0.6739	4.0740	4.6	-0.0111	-0.0100	0.0089	-0.0011	1.0205	0.9805
1.1	0.4476	0.2967	-0.1497	0.1510	0.6745	3.3807	4.7	-0.0092	-0.0091	0.0091	+0.0001	1.0179	0.9822
1.2	0.3899	0.2807	-0.1716	0.1091	0.6800	2.8746	4.8	-0.0075	-0.0082	0.0089	0.0007	1.0167	0.9839
1.3	0.3353	0.2626	-0.1897	0.0729	0.6892	2.4967	4.9	-0.0059	-0.0073	0.0087	0.0014	1.0149	0.9857
1.4	0.2849	0.2430	-0.2011	0.0419	0.7017	2.2066	5.0	-0.0046	-0.0063	0.0084	0.0019	1.0132	0.9872
1.5	0.2384	0.2226	-0.2068	0.0158	0.7166	1.9802	5.1	-0.0033	-0.0057	0.0080	0.0023	1.0115	0.9889
1.6	0.1959	0.2018	-0.2077	-0.0059	0.7338	1.7997	5.2	-0.0023	-0.0049	0.0075	0.0026	1.0097	0.9903
1.7	0.1576	0.1812	-0.2047	-0.0233	0.7524	1.6550	5.3	-0.0014	-0.0042	0.0069	0.0028	1.0079	0.9918
1.8	0.1234	0.1610	-0.1985	-0.0376	0.7724	1.5369	5.4	-0.0006	-0.0035	0.0064	0.0029	1.0071	0.9931
1.9	0.0932	0.1415	-0.1899	-0.0484	0.7933	1.4396	5.5	0.0000	-0.0029	0.0058	0.0029	1.0059	0.9943
2.0	0.0667	0.1230	-0.1794	-0.0563	0.8145	1.3593	5.6	0.0005	-0.0023	0.0052	0.0029	1.0047	0.9953
2.1	0.0439	0.1057	-0.1675	-0.0618	0.8358	1.2927	5.7	0.0010	-0.0018	0.0046	0.0028	1.0036	0.9964
2.2	0.0244	0.0895	-0.1548	-0.0652	0.8571	1.2365	5.8	0.0013	-0.0014	0.0041	0.0027	1.0025	0.9972
2.3	0.0091	0.0748	-0.1415	-0.0668	0.8775	1.1900	5.9	0.0015	-0.0010	0.0036	0.0026	1.0013	0.9979
2.4	-0.0036	0.0613	-0.1282	-0.0669	0.8974	1.1505	6.0	0.0017	-0.0007	0.0031	0.0024	1.0004	0.9986
2.5	-0.0166	0.0492	-0.1149	-0.0658	0.9160	1.1175	6.1	0.0018	-0.0004	0.0026	0.0022	1.0008	0.9992
2.6	-0.0294	0.0383	-0.1019	-0.0636	0.9336	1.0895	6.2	0.0019	-0.0002	0.0022	0.0020	1.0003	0.9997
2.7	-0.0420	0.0287	-0.0895	-0.0608	0.9498	1.0660	6.3	0.0019	+0.0001	0.0018	0.0018	1.0001	1.0001
2.8	-0.0539	0.0204	-0.0777	-0.0573	0.9642	1.0466	6.4	0.0018	0.0003	0.0015	0.0017	0.9997	1.0003
2.9	-0.0643	0.0132	-0.0666	-0.0534	0.9772	1.0303	6.5	0.0018	0.0004	0.0012	0.0015	0.9994	1.0005
3.0	-0.0723	0.0070	-0.0563	-0.0493	0.9883	1.0067	6.6	0.0017	0.0005	0.0009	0.0013	0.9992	1.0008
3.1	-0.0783	0.0019	-0.0469	-0.0450	0.9982	1.0059	6.7	0.0016	0.0006	0.0006	0.0011	0.9991	1.0010
3.2	-0.0831	-0.0024	-0.0383	-0.0407	1.0065	0.9969	6.8	0.0015	0.0006	0.0004	0.0010	0.9989	1.0011
3.3	-0.0872	-0.0058	-0.0306	-0.0364	1.0131	0.9899	6.9	0.0014	0.0006	0.0002	0.0008	0.9988	1.0012
3.4	-0.0908	-0.0085	-0.0237	-0.0323	1.0184	0.9844	7.0	0.0013	0.0006	0.0001	0.0007	0.9987	1.0012
3.5	-0.0939	-0.0106	-0.0177	-0.0283	1.0226	0.9801							



Note alternate coding and metric units

شكل (٢٠-٨) : مثال (١-٨)

Solution :

$$I = 3048 \times 0.5083/12 = 0.0332982 \text{ m}^4$$

$$\lambda = 4 \sqrt{\frac{k_s \cdot B}{4IE}} = 4 \sqrt{\frac{7540.5 \times 3048}{4 \times 0.033285 \times 22408736}} = 0.29623$$

يبين الجدول (٧-٨) الهبوط والعزم والقص على المسافات المختلفة على طول الكمرة وذلك بالنسبة للحمل P_1 على مسافة :

$$0.61/6.096 = 0.1L$$

وبين جدول (٨-٨) الهبوط والعزم والقص على المسافات المختلفة على طول الكمرة وذلك بالنسبة للحمل P_2 على مسافة :

$$5.486/6.096 = 0.9L$$

أما جدول (٩-٨) فيبين نتائج تطبيق مبدأ التجميع للحالتين السابقتين وفيه نجد الهبوط والعزم والقص الكلي على الكمرة.

ويبين شكل (٢١-٨) القوى الداخلية والهبوط على طول الكمرة.

جدول (٧-٨) الهبوط والعزم والقص للحمل P_1

BETA = 1.806 LAMBDA = 0.29623 COL DIST = 0.6096 M
FIG LENGTH = 6.096 M FIG WIDTH = 3.0480 M FIG DEPTH = 0.5080 M
SOIL MODULUS = 7540.50 KN/50 M MOD ELAST = 22408736.0 KN/50 M
MOM OF INERTIA = 0.332985E-01 M **4 COL LOAD = 1378.72 KN

DIST	LOAD AT 0.1 L	MOM	SHEAR
0.0	1.9793	0.0	0.0
0.1	1.6693	0.0612	-0.5293
0.2	1.6693	0.0612	-0.6705
0.3	1.3586	-0.1299	-0.3972
0.4	0.5559	-0.2324	-0.1794
0.5	0.7680	-0.2699	-0.0149
0.6	0.4971	-0.2593	0.0970
0.7	0.2424	-0.2001	0.1656
0.8	0.0006	-0.1351	0.1873
0.9	-0.2324	-0.0700	0.1665
1.0	-0.4607	-0.0200	0.1037
1.1	-0.6876	-0.0000	0.0000

جدول (٨-٨) الهبوط والعزم والقص للحمل P2

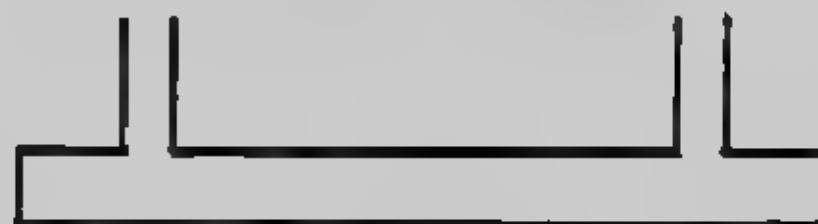
BETA = 1.806 LAMBDA = 0.298E3 COL DIST = 5.4860 M
 FTG LENGTH = 6.096 M FTG WIDTH = 3.0480 M FTG DEPTH = 0.5000 M
 SOIL MODULUS = 7540.50 KN/SQ M MOD ELAST = 22408E36-0 KN/SQ M
 MOM OF INERTIA = 0.332985E-01 M**4 CCL LOAD = 1878.72 KN

LOAD AT 0.9 L			
DIST	DEF	MOM	SHEAR
0.0	-0.00000	0.00000	0.00000
0.1	-0.00000	0.00000	0.00000
0.2	-0.00000	0.00000	0.00000
0.3	-0.00000	0.00000	0.00000
0.4	-0.00000	0.00000	0.00000
0.5	-0.00000	0.00000	0.00000
0.6	-0.00000	0.00000	0.00000
0.7	-0.00000	0.00000	0.00000
0.8	-0.00000	0.00000	0.00000
0.9	-0.00000	0.00000	0.00000
1.0	-0.00000	0.00000	0.00000

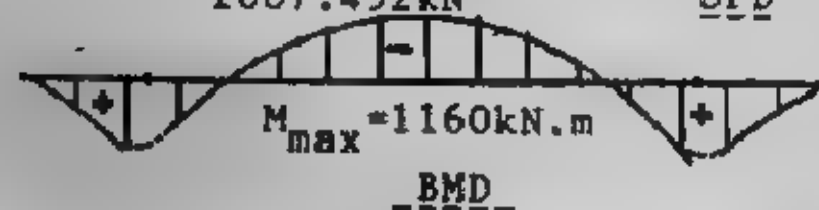
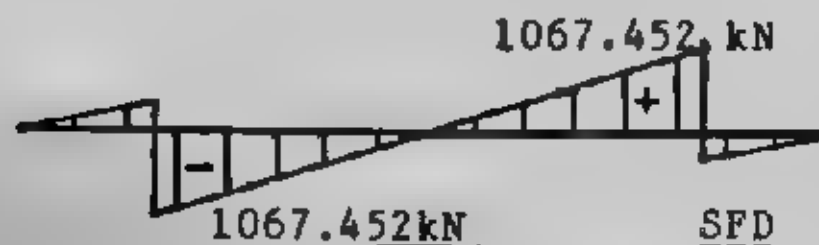
جدول (٩-٨) تجميع الهبوط والعزم والقص

TOTAL CEFL. MOM AND SHEAR AT 0.1 PTS ARE:

DIST. M	DEF. M	MOM. KN-M	SHEAR. KN
0.0	0.00000	0.00000	0.00000
0.1	0.00000	0.00000	0.00000
0.2	0.00000	0.00000	0.00000
0.3	0.00000	0.00000	0.00000
0.4	0.00000	0.00000	0.00000
0.5	0.00000	0.00000	0.00000
0.6	0.00000	0.00000	0.00000
0.7	0.00000	0.00000	0.00000
0.8	0.00000	0.00000	0.00000
0.9	0.00000	0.00000	0.00000
1.0	0.00000	0.00000	0.00000



Deflection 0.018m

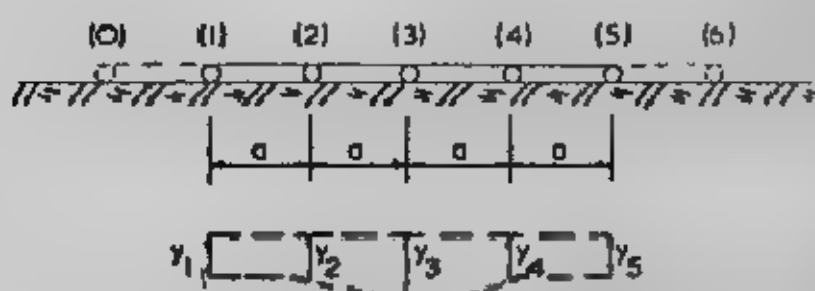


شكل (٧١-٨) القوى الداخلية و الهبوط على الكمره

طريقة الفروقات المحدودة The Finite Differences Method :

طريقة الفروقات المحدودة قدمها العالم مالتز Malter 1960 وسوف نعرضها هنا ليس لأنها سهلة التطبيق ولكن لأنها مناسبة لحل مسائل الأساسات وخاصة الأساسات المشتركة لأى عدد من الأعمدة واللبشة.

وفى هذه الطريقة توجد بعض التقريبات : الأول منها أن الكمرة beam التى تدرس تتكون من عدد من المقاطع المتساوية الطول . وهذا العدد من المقاطع يجب ألا يقل عن أربعة فى الكمرات العادية ولا يقل عن ثمانية فى كمرات الأساس . وكلما زاد عدد المقاطع كلما زادت الدقة . وننصح بعدد من المقاطع قدره عشرة أو أكثر للحصول على دقة مقبولة والشكل رقم (٨-٢٢) يبين كمرة مقسمة إلى أربعة أقسام متساوية والهبوط تحت القط العقدية Nodal points ١، ٢، ٣، ٤، ٥ هى $y_0, y_1, y_2, y_3, y_4, y_5$



شكل (٨-٢٢) كمرة بأربع أقسام

بأخذ النقطة العقدية الداخلية (2)

$$dy/dx \approx \Delta y / \Delta x = \frac{y_1 - y_2}{a} \quad \text{فى اتجاه 1-2}$$

$$dy/dx \approx \Delta y / \Delta x = \frac{y_2 - y_3}{a} \quad \text{فى اتجاه 2-3}$$

$$d^2y/dx^2 \approx \frac{\Delta^2 y}{\Delta x^2} = \frac{\Delta \left(\frac{\Delta y}{\Delta x} \right)}{\Delta x} \quad \text{أى أن :}$$

$$= \frac{1}{a} \left(\frac{y_1 - y_2}{a} - \frac{y_2 - y_3}{a} \right) = \frac{y_1 - 2y_2 + y_3}{a^2}$$

وعند النقط 3,4، يمكن استنتاج تعبيرات مماثلة . أما بالنسبة للنقط الخارجية ١,٥

فيمكن تخيل وجود نقطة (0)، نقطة (6) خارج الكمرة (تقريب رياضى) وتعبير الفروقات المحدودة لنقطة (١) بأخذ الشكل الآتى :

$$\frac{y_0 - 2y_1 + y_2}{a^2}$$

والعلاقات بين عزم الانحناء والهبوط على طول الكمرة تعطى فى صورة المصفوفة:

$$\begin{bmatrix} M_1 \\ M_2 \\ M_3 \\ M_4 \\ M_5 \end{bmatrix} = -\frac{EI}{a^2} \begin{bmatrix} 1 & -2 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & -2 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & -2 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & -2 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & -2 & 1 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & -2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} y_0 \\ y_1 \\ y_2 \\ y_3 \\ y_4 \\ y_5 \\ y_6 \end{bmatrix}$$

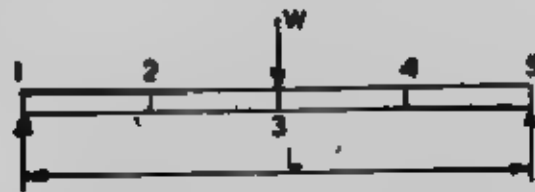
y_0, y_6 قيم تخيلية ولذا يجب أن تزال من المعادلة، وهذا يحدث من إزالة العنود الأول والأخير من المصفوفة.

$$\begin{bmatrix} M_1 \\ M_2 \\ M_3 \\ M_4 \\ M_5 \end{bmatrix} = -\frac{EI}{a^2} \begin{bmatrix} -2 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 1 & -2 & -1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & -2 & -1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & -2 & 1 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & -2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} y_1 \\ y_2 \\ y_3 \\ y_4 \\ y_5 \end{bmatrix}$$

والأمثلة الآتية (٢-٨)، (٣-٨) توضح كيفية تطبيق طريقة الفروقات المحدودة لإيجاد الترحيم Deflection الأقصى لكمرة بسيطة الارتكاز ومعرضة لحمل مركزى فى منتصفها فى المثال (٢-٨) ولكمرة معرضة لعزم انحناء خارجى مركزى فى المثال (٣-٨).

Example (8-2):

A simply supported beam of uniform EI carries a central load W. Assuming the the beam is split into four equal sections determine an expression for the central deflection of the beam. Assume that supports 1 and 5 do not yield. The beam is illustrated in Fig. (8-23).



شكل (٢٢-٨) مثال (٢-٨)

The two reactions are equal to $W/2$ and $y_1 = y_5 = 0$

$$-M_2 = -\frac{W}{2} \times a = -\frac{Wa}{2} = EI \left[\frac{y_1 - 2y_2 + y_3}{a^2} \right] \quad (1)$$

$$-M_3 = -\frac{W}{2} \times 2a = -Wa = EI \left[\frac{y_2 - 2y_3 + y_4}{a^2} \right] \quad (2)$$

$$-M_4 = -\frac{W}{2} \times 3a \times Wa - \frac{Wa}{2} EI \left[\frac{y_1 - 2y_4 + y_3}{a^2} \right] \quad (3)$$

But $y_1 = y_5 = 0$ \therefore equations can be rewritten

$$-2y_2 + y_3 = -\frac{Wa^3}{2EI} \quad (1)$$

$$y_2 - 2y_3 + y_4 = -\frac{Wa^3}{EI} \quad (2)$$

$$y_3 + 2y_4 = -\frac{Wa^3}{2EI} \quad (3)$$

From (1), $y_2 = \frac{Wa^3}{4EI} + \frac{y_3}{2}$ and from (3), $y_4 = \frac{Wa^3}{2EI} + \frac{y_3}{2}$

Substituting in (2) $\frac{Wa^3}{4EI} + \frac{y_3}{2} - 2y_3 + \frac{Wa^3}{4EI} + \frac{y_3}{2} = -\frac{Wa^3}{EI}$

i.e. $y_3 = \frac{3Wa^3}{2EI}$

But $a = L/4$ $\therefore y_3 = \frac{3Wa^3}{128EI}$

Note : Theoretical solution is $y_3 = \frac{Wa^3}{48EI}$

Example (8-3):

A simply supported beam of uniform cross section has a span of 16m and is subjected to a clockwise moment of 16kNm at the point shown in Fig. (8-24)

Considering bending effects only determine an expression, by finite differences, for the deflection of the beam at the point of application of the moment. It can be assumed that the supports of the beam are unyielding

First find the reactions at the supports and then determine the bending moment diagram.

Taking moments about the left hand support :

$$Q_5 \times 16 - 16 = 0 \quad \therefore Q_5 = 1 \text{ kN upwards.}$$

Taking moments about right hand support :

$$Q_1 \times 16 + 16 = 0 \quad \therefore Q_1 = 1 \text{ kN downwards.}$$

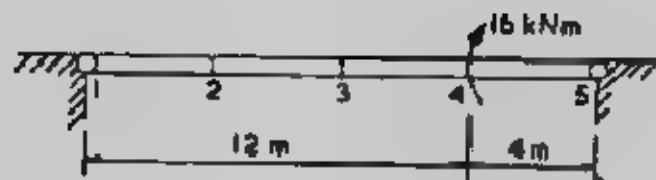
The bending moment diagram can now be obtained and values assigned to each nodal point :

$$M_2 = -4 \text{ kNm; } M_3 = -8 \text{ kNm, } M_4 = 1/2 (4-12) = -4 \text{ kNm}$$

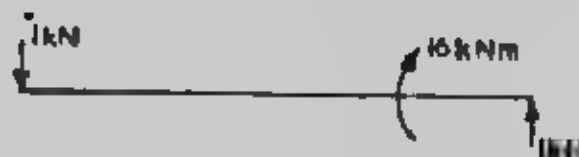
$$-M_2 = 4 = EI \frac{y_1 - 2y_2 + y_3}{a^2} \quad (1)$$

$$-M_3 = 8 = EI \frac{y_2 - 2y_3 + y_4}{a^2} \quad (2)$$

(A) Loading



(B) Reactions



(C) Bending Moment Diagram



شكل (٢٤-٨) مثال (٢٨-٨)

$$-M_4 = 4 = EI \frac{y_3 - 2y_4 + y_5}{a^2} \quad (3)$$

But $y_1 = y_5 = 0$

$$\therefore \text{From (1)} \quad y_2 = \frac{2a^2}{EI} + \frac{y_3}{2}$$

$$\text{From (3)} \quad y_3 = \frac{4a^2}{EI} + 2y_4$$

Substituting in (2) for y_3 :

$$-\frac{2a^2}{EI} + \frac{y_3}{2} - 2y_3 + y_4 = \frac{8a^2}{EI}$$

$$\therefore -\frac{2a^2}{EI} - \frac{3y_3}{2} + y_4 = \frac{8a^2}{EI}$$

and substituting for y_3 :

$$-\frac{2a^2}{EI} - \frac{3}{2} \times \frac{4a^2}{EI} - \frac{3 \times 2y_4}{2} + y_4 = \frac{8a^2}{EI}$$

$$\therefore y_4 = -\frac{8a^2}{EI} - \frac{8 \times 4^2}{EI} = -\frac{128}{EI} \text{ (an upward deflection)}$$

طرق تصميم الأساسات المشتركة بطريقة الفروق المحدودة :

توجد ثلاث مداخل مختلفة لتصميم الأساسات المشتركة وهي :

١- طريقة لجسامة Conventional Method or Rigid Method

وفروض هذه النظرية هي :

أ - الأساس يفترض أنه جاسئ تماما وهوطة لا يؤثر في ضغط التماس .

ب- ضغط التماس منتظم التوزيع أو ذو توزيع خطي .

٢- طريقة الأساس المرن والأرضية بسيطة المرنة (شكل ٨-٢٥) Elastic foundation

with a simplified elastic subgrade يفترض في هذه الطريقة أن التربة تعمل كإيادات

Springs على أبعاد متساوية وكل منها يعمل بمفرده دون ارتباط بالآخرين ويعبر عن

الأساس بـ IE .

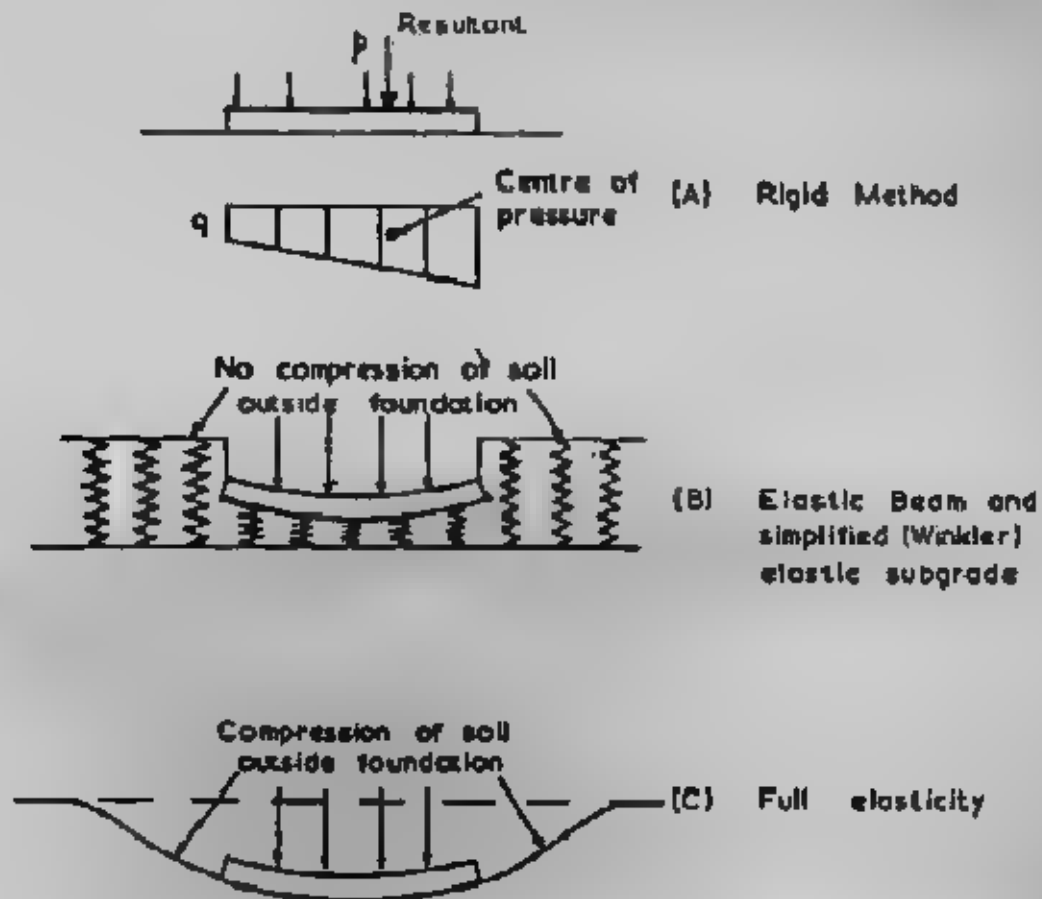
٣- طريقة الأساس وما تحت الأساس (الأرضية) مرنين Elastic foundation and subgrade

يعبر عن جسامة الأساس أيضا بـ IE وتربة التأسيس تعرض على أنها كاملة المرنة

Fully elastic وخاضعة لقانون هوك Hook's law في جميع الاتجاهات شكل (٨-٢٥) .

وطريقة الجسامة تتم بكمية أقل من الحسابات عن الطريقتين الأخرتين اللتين تحتاجان

إلى أساليب وطرق عديدة .



شكل (٨-٢٥) : فروض التصميم للأساسات المشتركة .

استخدام أسلوب الفروقات المحدودة لتطبيق طريقة الأساس المرن وما تحت

Elastic foundation with a simplified elastic subgrade : الأساس بسيط المرونة :

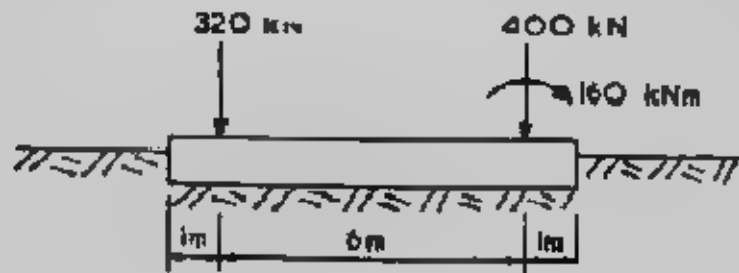
يستخدم تكتيك الفروقات المحدودة لتطبيق طريقة الأساس المرن والأرضية بسيطة

المرونة وسوف نقدم طريقة الحل في المثالي التالي مع حله أيضا بالطريقة التقليدية لتوضيح الفرق في النتائج .

Example (8-4):

Assume that fig. (8-26) represents a typical foundation beam subjected to the loading shown and that it is required to obtain the bending moment and shear force diagrams for the beam. The subgrade can be assumed to be a stiff clay

So that the values obtained from each method can be compared it will be assumed that the beam is of reinforced concrete and has a constant cross section of 300 mm deep by 700 mm wide. The beam carries a uniform load, including its own weight, of 16 kN/m run.



شكل (٨-٢٦) : مثال (٨-٤)

(a) Solution by rigid method :

The procedure is as follows :

Determine R_v , the resultant vertical force of the applied loading

Determine e , the eccentricity of R_v about the centre line of the foundation.

Determine maximum and minimum bearing pressures from standard formulae

Determine shear force and bending moment values.

$$R_v = 400 + 320 + 16 \times 8 = 848 \text{ kN}$$

Taking moments about left hand edge of beam ,

$$R_v x = 16 \times \frac{8^2}{2} + 320 \times 1 + 400 \times 7 + 160$$

Where x : distance of R_v from left hand edge

$$\therefore x = \frac{3792}{848} = 4.472 \text{ m}$$

$$= 4.472 \text{ m}$$

and R_v acts at $e = 0.472 \text{ m}$ to the right of the centre line of the foundation, the maximum and minimum bearing pressures can be obtained from standard formulae available in most soils text books.

In this case w is within the middle third and

$$q_{\text{max/min}} = \frac{R_v}{L} \left(1 \pm \frac{6e}{L} \right) \times \frac{1}{B}$$

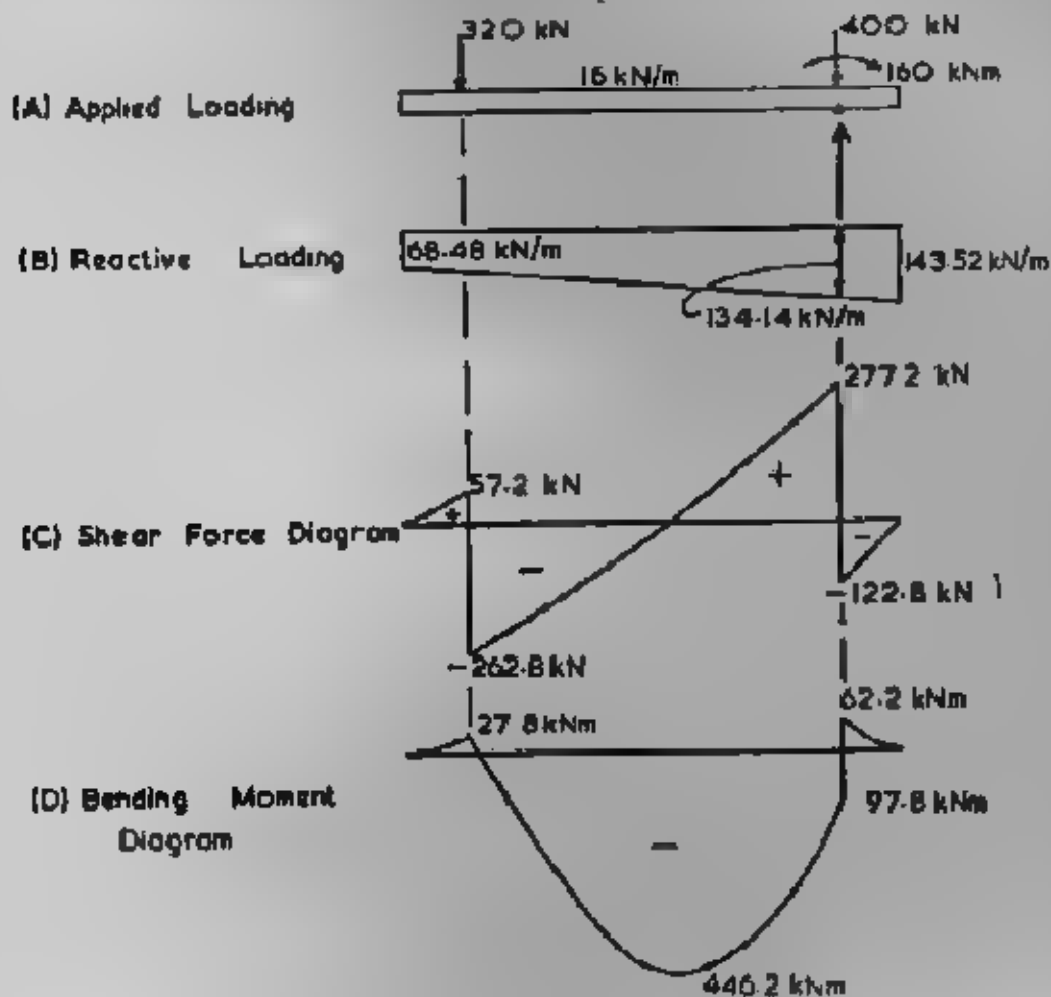
$$= \frac{848}{8} \left(1 \pm \frac{6 \times 0.472}{8} \right) \times \frac{1}{0.7}$$

$= 205.02$ and 97.83 kN/m^2

In order to draw the shear force diagram it is best to think of q not as a pressure but as a uniformly varying load beneath the foundation. Maximum upward force $= 0.7 \times 205.02 = 143.52 \text{ kN/m}$.

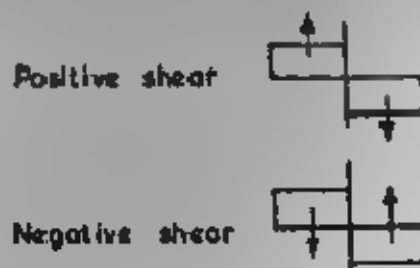
Minimum upward force $= 0.7 \times 97.83 = 68.48 \text{ kN/m}$

The P and Q^r force system, the downward and upward reactive forces at relevant sections along the beam, can now be evaluated and the bending moment and shear force diagrams obtained (Fig. 8-27).



شكل (٨-٢٧) : الحل التقليدي

The calculations are straightforward and only typical ones will be shown. Shear force-conventions is :



Shear force at point A :

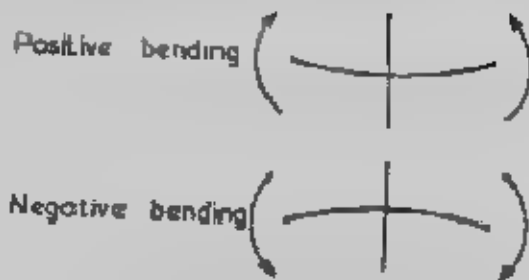
Considering forces to the right of A (i.e. without the 400 kN load)

$$F = - \frac{(143.52 + 134.14)}{2} \times 10 + 16 \times 10 = - 122.83 \text{ kN}$$

Considering forces the left of A (i.e. with the 400 kN load)

$$F = 400 - 122.83 = 277.17 \text{ kN.}$$

Bending moment-convention is



Bending moment at A

Considering forces to the right of A (i.e. without the 160 kNm moment).

$$M = 134.1 \times \frac{1}{2} + \frac{9.38}{2} \times \frac{2}{3} - 16 \times \frac{1}{2} = 62.2 \text{ kNm}$$

Considering the effect of the 160 kNm moment will give

$$M = 62.2 - 160 = -97.8 \text{ kNm}$$

Various points along the beam can be selected for evaluation of bending moments and the resulting diagram is as shown in Fig (8-27) Maximum bending moment is 446 kNm

(b) Solution by elastic foundation with a simplified elastic subgrade :

Depth of beam = 500 mm

Width of beam = 700 mm

The following properties will be assumed :

Modulus of elasticity for concrete, $E_c = 20000 \text{ MN/m}^2$

Modulus of subgrade reaction, $K_{s1} = 30 \text{ MN/m}^3$

للحصول على دقة معقولة يقسم الأساس إلى ثمانية مقاطع متساوية الطول يتسع نقط عقدية، ولكننا هنا ولتوضيح التكنيك والطريقة المستخدمة سوف نقسم الأساس إلى أربعة مقاطع

وخمسة نقاط كما في شكل (A ٢٨ ٨) وبذلك يكون طول كل مقطع $a = 2\text{m}$

وعند الخمسة نقاط العقدية نفرض أن لهبوط deflections هو y_1, y_2, y_3, y_4, y_5 ويكن ضغط

التماس هو :

$$q = k_s y$$

$$q_1 = k_s y_1$$

كما يجب تعيين k_s من k_{s1} للطين الصلب stiff clay

There are five nodal points, let their deflections be y_1, y_2, y_3, y_4 and y_5 .

Then $q_1 = k_s y_1$; $q_2 = k_s y_2$, etc

For a stiff clay $k_s = (k_{s1}/b) \times (1/305 - 20/0.7 \times 0.305) = 12 \text{ MN/m}^3$

Moment of inertia of beam = $(1/12) BD^3$

$$EI = 20000 (1/12) 0.7(0.5)^3 = 145.75 \text{ Mmm}^2$$

Assume that the contact pressures act as concentrated upward reactive forces, Q_1, Q_2, Q_3, Q_4 and Q_5 at the nodal points 1, 2, 3, 4, and 5.

$$Q_1 = q_1 \times \text{area} = q_1 \times a/2 \times B = k_s y_1 a/2 B$$

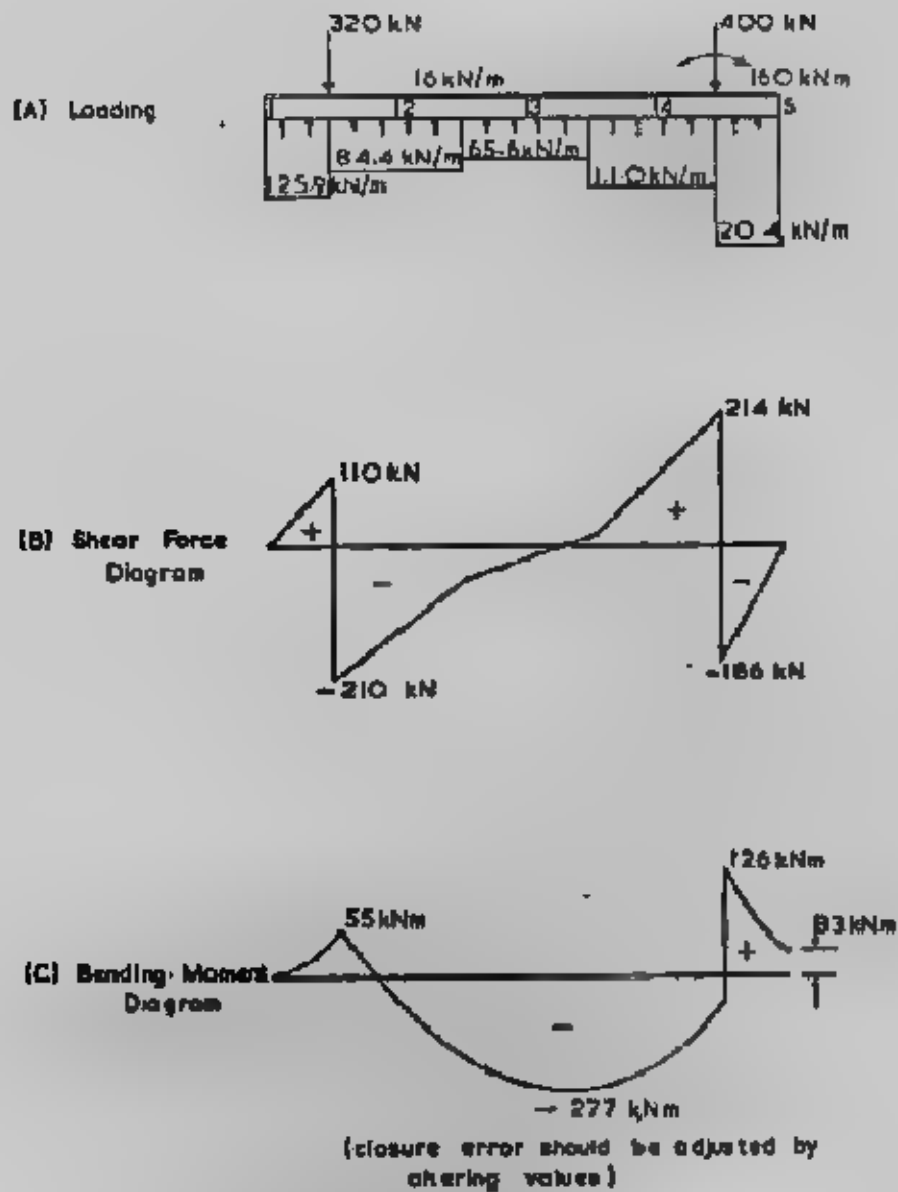
$$= 12 (2/2) 0.7 \times y_1 = 9.1 y_1$$

Similarly, $Q_2 = 18.2 y_2$, etc.

There is no applied moment at either end of the beam so it can be assumed that points 1 and 5 are not fixed and that $M_1 = M_5 = 0$.

Expressions for M_2, M_3 and M_4 can be evaluated

$$M_2 = Q_1 \times 2 = 320 \times 1 = 16 \times 22/2 = 18.2 y_1 - 352 \quad (1)$$



شكل (٨-٢٨) طريقة الأساس وما تحته بسيط المرونة (٤ شرائح).

$$M_3 = 26.4 y_1 + 36.4 y_2 - 1088 \quad (2)$$

$$M_4 = 54.6 y_1 + 72.8 y_2 + 36.4 y_3 - 1888 \quad (3)$$

we know that $-M = EI \frac{d^2 y}{dx^2}$

and, from Appendix III, $\frac{d^2 y}{dx^2} = \frac{y_1 - 2y_2 + y_3}{a^2}$

hence, equation 1 may be rewritten as :

$$-18.2 y_1 = \frac{145.750}{4} (y_1 - 2y_2 + y_3)$$

$$\text{i.e. } 1.5 y_1 - 2y_2 + y_3 = 0.66 \quad (1)$$

Similarly for equations 2 and 3 :

$$1.0 y_1 + 2.0 y_2 - 2y_3 + y_4 = 29.86 \quad (2)$$

$$1.5 y_1 + 2.0 y_2 + 2.0 y_3 - 2.0 y_4 + 1.0 y_5 = 51.81 \quad (3)$$

(Note that EI is expressed as 145.750 Mmm² so that they values will be in millimeters).

There are five unknowns (y_1 to y_5) so two further simultaneous equations are required. These can be obtained by equating M_1 (or M_5) to zero and equating ΣR to zero.

$\Sigma M_5 = 0$ gives

$$72.8 y_1 + 109.2 y_2 + 72.8 y_3 + 26.4 y_4 = 2992 \quad (4)$$

$$9.1 y_1 + 18.2 y_2 + 18.2 y_3 + 18.2 y_4 + 9.1 y_5 = 848 \quad (5)$$

Expressing in matrix form :

$$\begin{bmatrix} 1.5 & -2 & 1 & 0 & 0 \\ 10 & 2 & -2 & 1 & 0 \\ 1.5 & 2 & 2 & -2 & -1 \\ 72.8 & 109.2 & 72.8 & 26.4 & 0 \\ 9.1 & 18.2 & 18.2 & 18.2 & 9.1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} y_1 \\ y_2 \\ y_3 \\ y_4 \\ y_5 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 9.66 \\ 29.86 \\ 51.81 \\ 2992.0 \\ 848.0 \end{bmatrix}$$

By inverting the matrix we obtain :

$$\begin{bmatrix} 0.3687 & 0.2581 & 0.0829 & 0.0020 & -0.0091 \\ -0.2396 & 0.0323 & 0.0461 & 0.0042 & -0.0051 \\ -0.0323 & -0.3226 & -0.0323 & 0.0053 & 0.0035 \\ 0.0461 & 0.0323 & -0.2396 & 0.0003 & 0.0263 \\ 0.0829 & 0.2581 & 0.3687 & -0.0215 & 0.0694 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 9.66 \\ 29.86 \\ 51.81 \\ 2992 \\ 848 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} y_1 \\ y_2 \\ y_3 \\ y_4 \\ y_5 \end{bmatrix}$$

Note To reduce rounding off errors it is important to work to at least four decimal places in the inverse matrix.

Multiplying out leads to :

Deflection (mm)	Q values (kN)	q values (kN/m ²)	Corresponding reactive forces/m length of beam
$y_1 = 13.8$	$Q_1 = 125.9$	$q_1 = 179.8$	125.9
$y_2 = 9.3$	$Q_2 = 168.9$	$q_2 = 120.6$	84.4
$y_3 = 7.2$	$Q_3 = 131.2$	$q_3 = 93.7$	65.6
$y_4 = 12.2$	$Q_4 = 222.0$	$q_4 = 158.6$	111.0
$y_5 = 22.1$	$Q_5 = 201.4$	$q_5 = 287.7$	201.4

Check $\Sigma = 849.4$ (Round off error = 1.4)

ولتعيين العزوم والقوى فمن الأفضل استخدام ضغط التماس q ونحصل ضرب قيم ضغط التماس في العرض 0.7m ليعطى رد فعل كحمل بالكيلو نيوتن لكل متر طولى من طول الأساس.

ولزيادة الدقة في الحل نعيد حل المثال مرة أخرى بتقسيم كمرات الأساس إلى ثمان

مقاطع متساوية الطول لتسع نقاط.

and $Q_2 = 9.1 y_2$ etc. The expressions for the bending moments M_1 to M_8 are .

$$M_1 = 4.55 y_1 + 8$$

$$M_2 = 9.1 y_1 + 9.1 y_2 + 352$$

$$M_3 = 13.65 y_1 + 18.2 y_2 + 9.1 y_3 + 712$$

$$M_4 = 18.2 y_1 + 27.3 y_2 + 18.2 y_3 + 9.1 y_4 + 1088$$

$$M_5 = 22.75 y_1 + 36.4 y_2 + 27.3 y_3 + 18.2 y_4 + 9.1 y_5 + 1480$$

$$M_6 = 27.3 y_1 + 45.5 y_2 + 36.4 y_3 + 27.3 y_4 + 18.2 y_5 + 9.1 y_6 + 1888$$

$$M_7 = 31.85 y_1 + 54.6 y_2 + 45.5 y_3 + 36.4 y_4 + 27.3 y_5 + 18.2 y_6 + 9.1 y_7 + 2232$$

Note. M_8 is taken to be the average of the two moment values that occur at point 8 when the applied moment of 160 kNm is allowed for, i.e. when calculating M_8 either take moments of all the forces to the left of point 8 and add 160/2 kNm or take moments of all forces to the right of point 8 and subtract 160/2 kNm

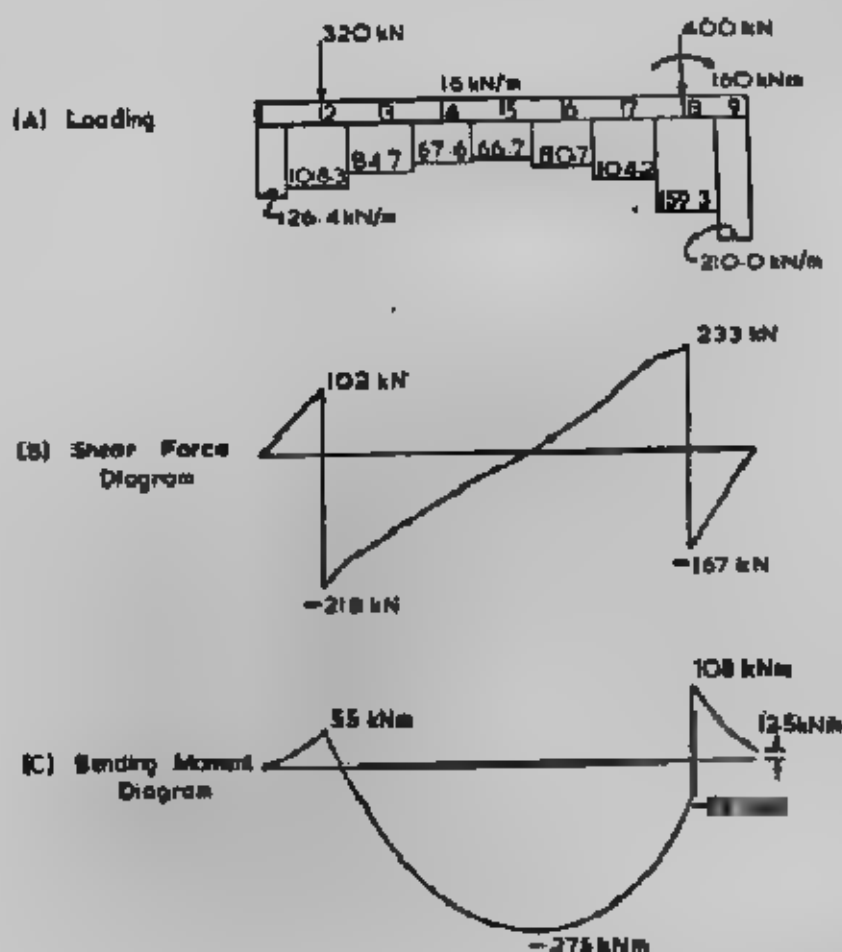
The remaining two required simultaneous equations are obtained from $M_9 = 0$ and $\Sigma R = 0$ The final matrix form of the equations is :

$$\begin{bmatrix} 1.0312 & -2.0 & 1.0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0.0624 & 1.0624 & -2.0 & 1.0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0.0937 & 0.1249 & 1.0624 & -2.0 & 1.0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0.1249 & 0.1873 & 0.1249 & 1.0624 & -2.0 & 1.0 & 0 & 0 & 0 \\ 0.1361 & 0.2497 & 0.1873 & 0.1249 & 1.0624 & -2.0 & 1.0 & 0 & 0 \\ 0.1873 & 0.3122 & 0.2497 & 0.1873 & 0.1249 & 1.0624 & -2.0 & 1.0 & 0 \\ 0.2185 & 0.3746 & 0.3122 & 0.2497 & 0.1873 & 0.1249 & 1.0624 & -2.0 & 1.0 \\ 36.4 & 63.7 & 54.6 & 45.5 & 36.4 & 27.3 & 18.2 & 9.1 & 0 \\ 4.55 & 9.1 & 9.1 & 9.1 & 9.1 & 9.1 & 9.1 & 9.1 & 4.55 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} y_1 \\ y_2 \\ y_3 \\ y_4 \\ y_5 \\ y_6 \\ y_7 \\ y_8 \\ y_9 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.0549 \\ 2.4151 \\ 4.8851 \\ 7.4648 \\ 10.1544 \\ 12.9537 \\ 15.8628 \\ 200.2.0 \\ 848.0 \end{bmatrix}$$

The inversion of the matrix leads to :

$$\begin{bmatrix} 0.6533 & 0.8486 & 0.7806 & 0.5909 & 0.3724 & 0.1812 & 0.0499 & 0.0020 & -0.0110 \\ -0.2290 & 0.1784 & 0.3310 & 0.3263 & 0.2412 & 0.1322 & 0.0407 & 0.0074 & -0.0089 \\ -0.1317 & -0.5182 & -0.1429 & 0.0433 & 0.0983 & 0.0775 & 0.0300 & 0.0017 & -0.0060 \\ -0.0608 & -0.2790 & -0.6862 & 0.2970 & -0.0828 & 0.0033 & 0.0136 & 0.0056 & -0.0030 \\ -0.0144 & -0.1092 & -0.3351 & -0.7361 & -0.3351 & -0.1092 & -0.0144 & 0.0057 & 0.0032 \\ 0.0136 & 0.0033 & -0.0828 & -0.2970 & -0.6862 & -0.7361 & -0.3351 & -0.1092 & -0.0144 \\ 0.0300 & 0.0017 & 0.0056 & 0.0033 & 0.0136 & 0.0775 & 0.0983 & 0.2412 & 0.3263 \\ 0.0407 & 0.1322 & 0.2412 & 0.3263 & 0.3724 & 0.5909 & 0.7806 & 0.8486 & 0.6533 \\ 0.0499 & 0.1812 & 0.3724 & 0.5909 & 0.7806 & 0.8486 & 0.6533 & 0.0020 & -0.0110 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 0.0549 \\ 2.4151 \\ 4.8851 \\ 7.4648 \\ 10.1544 \\ 12.9537 \\ 15.8628 \\ 200.2.0 \\ 848.0 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} y_1 \\ y_2 \\ y_3 \\ y_4 \\ y_5 \\ y_6 \\ y_7 \\ y_8 \\ y_9 \end{bmatrix}$$

Note : The calculations should be worked through using four figures of decimals. This involves little extra effort when using a calculator and considerably reduces the closure errors in the bending moment and shear force diagrams. After the final values have been evaluated they can then be rounded off



شكل (٨-٢٩) : الحل بطريقة الأساس المرن وما تحته بسيط المرونة (٨ شرائح).

استخدام القروقات المحدودة للحل بطريقة "الأساس وما تحت مرئان" :

Solution by the Elastic Foundation and Subgrade Method

في هذه الطريقة تعتبر طبقة ما تحت الأساس تامة المرونة بدرجة أكبر من تلك التي افترضها ويكنر Winkler وهذا يفرض معقول للصخور والطين المشبع وتقريبى لباقي أنواع التربة وتحتوى هذه الطريقة على مشكلة أخرى ألا وهي تعيين معامل مرونة التربة E_s ونسبة بواسن.

وبافتراض الحمل المركز P يؤثر على سطح طبقة شبه لا نهاية المرونة وطبقا لبوزينسك Boussinesq (شكل ٨-٣٠) فإن الإزاحة الرأسية تعطى كما يلي :

$$y = \frac{P(1-\mu^2)}{\pi r E_s}$$

where μ = Poisson's ratio
 E_s = modulus of elasticity of the subgrade
 r = radial distance from P to the point considered

والتعبير السابق عادة ما يكتب على صورة

$$y = \frac{JP}{E_s r}$$



شكل (٨-٣٠) مبدأ بوزينسك

Where J is a dimensionless number equal to $\frac{1-\mu^2}{E_s}$

وتتراوح قيمة J بين 0.3151، 0.2387 لقيم بواسن بين 0.1، 0.5 وتختل المعادلة السابقة إذا كانت $r=0$ ولذا يفترض أن P تؤثر على التربة من خلال لوح Plate مربع أبعاده $B \times B$

ولذلك فيحسب الهبوط deflection تحت الحمل مباشرة بالمعادلة : $y_p = \frac{3PJ}{E_s B}$

وباستخدام مبدأ التجزئ والتجميع يمكن تعيين سطح الإزاحة تحت مساحة التحميل إذا كانت هذه المساحة ممكنة التقسيم إلى مقاطع مناسبة والحمل يفرض أنه مركز على كل مقطع في مركزه Q ، وتصبح المعادلات كالآتي :

$$y = \frac{QJ}{E_s r} \quad \text{and} \quad y_p = \frac{3QJ}{E_s B}$$

وباستخدام تكتيك القروقات المحدودة تقسم الكرة إلى عدد من المقاطع المتساوية الطول، ويمكن تقديم علاقات الهبوط في صورة المصفوفات كمايلي :

$$\begin{bmatrix} y_1 \\ y_2 \\ y_3 \\ \vdots \\ y_n \end{bmatrix} = \frac{J}{BE_s} \begin{bmatrix} 3 & 1 \times \frac{B}{a} & \frac{1}{2} \times \frac{B}{a} & \frac{1}{3} \times \frac{B}{a} & \frac{1}{4} \times \frac{B}{a} & \dots \\ 1 \times \frac{B}{a} & 3 & 1 \times \frac{B}{a} & \frac{1}{2} \times \frac{B}{a} & \frac{1}{3} \times \frac{B}{a} & \dots \\ \frac{1}{2} \times \frac{B}{a} & 1 \times \frac{B}{a} & 3 & 1 \times \frac{B}{a} & \frac{1}{2} \times \frac{B}{a} & \dots \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \ddots \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \ddots \end{bmatrix} \begin{bmatrix} Q_1 \\ Q_2 \\ Q_3 \\ \vdots \\ Q_n \end{bmatrix}$$

و على فرض أن الكمره تقسم إلى أربعة مقاطع متساوية فإن تأثير Q_1 يكون :

$$\text{Settlement at point 1, due to } Q_1 = \frac{3Q_1 J}{E_s B}$$

$$\text{Settlement at point 2, due to } Q_1 = \frac{Q_1 J}{E_s r}$$

$$\text{Where } r = \text{distance from } Q_1 = a = a \times \frac{B}{B}$$

$$\text{Hence, settlement at point 2, due to } Q_1 = \frac{Q_1 J}{E_s B} \times 1 \times \frac{B}{a}$$

$$\text{Settlement at point 3, due to } Q_1 = \frac{Q_1 J}{E_s r} = \frac{Q_1 J}{E_s 2a} = \frac{Q_1 J}{E_s B} \times \frac{1}{2} \times \frac{B}{a}$$

حيث أن y_1 فإن صف المصفوفة يصبح :

$$\begin{bmatrix} 3 & 1 \times \frac{B}{a} & \frac{1}{2} \times \frac{B}{a} & \frac{1}{3} \times \frac{B}{a} & \dots \end{bmatrix}$$

ويضرب المصفوفة في قيمة ثابتة J/BE_s وعلى اعتبار شكل التحميل المبين في شكل

(٢١-٨) فإن عزوم الانحناء عند كل نقطة تحسب كما يلي :

$$M_1 = 0$$

$$M_2 = 2Q_1 \cdot 352$$

$$M_3 = 4Q_1 + 2Q_2 \cdot 1088$$

$$M_4 = 6Q_1 + 4Q_2 + 2Q_3 \cdot 1888$$

$$M_5 = 0$$

ومن العلاقة

$$M = -EI (d^2 y / dx^2)$$

فإن قيم العزوم تأخذ المصفوفة

$$\begin{bmatrix} M_1 \\ M_2 \\ M_3 \\ M_4 \\ M_5 \end{bmatrix} = -\frac{EI}{a^2} \begin{bmatrix} -2 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 1 & -2 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & -2 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & -2 & 1 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & -2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} y_1 \\ y_2 \\ y_3 \\ y_4 \\ y_5 \end{bmatrix}, \quad \frac{EI}{a^2} = \frac{145.75}{4}$$

وحيث كل من M_5 M_1 تساوى صفراً فإنها تزال من المعادلات، أي يحذف الصف الأول والأخير من المصفوفة وتصبح :

$$\begin{bmatrix} M_2 \\ M_3 \\ M_4 \end{bmatrix} = -\frac{145.75}{4} \begin{bmatrix} 1 & -2 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & -2 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & -2 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} y_1 \\ y_2 \\ y_3 \\ y_4 \\ y_5 \end{bmatrix} \quad (A)$$

وبفرض أن $E_s = 20 \text{ MN/m}^2$ $\mu = 0.5$

$$J = 0.2387$$

$$a = 2 \text{ m} \quad B = 0.7 \text{ m} \text{ وبوضع}$$

فإن المصفوفة التي تربط Q, y تصبح :

$$\begin{bmatrix} y_1 \\ y_2 \\ y_3 \\ y_4 \\ y_5 \end{bmatrix} = \frac{0.2387}{20000 \times 0.7} \begin{bmatrix} 3 & 0.35 & 0.175 & 0.1167 & 0.0875 \\ 0.35 & 3 & 0.35 & 0.175 & 0.1167 \\ 0.175 & 0.35 & 3 & 0.35 & 0.175 \\ 0.1167 & 0.175 & 0.35 & 3 & 0.35 \\ 0.0875 & 0.1167 & 0.175 & 0.35 & 3 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} Q_1 \\ Q_2 \\ Q_3 \\ Q_4 \\ Q_5 \end{bmatrix}$$

وبالتعويض عن y في المعادلة (A)

$$\begin{bmatrix} M_2 \\ M_3 \\ M_4 \end{bmatrix} = -\frac{0.2387 \times 145.75}{20 \times 0.7 \times 4} \begin{bmatrix} 1 & -2 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & -2 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & -2 & 1 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} 3 & 0.35 & 0.175 & 0.1167 & 0.0875 \\ 0.35 & 3 & 0.35 & 0.175 & 0.1167 \\ 0.175 & 0.35 & 3 & 0.35 & 0.175 \\ 0.1167 & 0.175 & 0.35 & 3 & 0.35 \\ 0.0875 & 0.1167 & 0.175 & 0.35 & 3 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} Q_1 \\ Q_2 \\ Q_3 \\ Q_4 \\ Q_5 \end{bmatrix}$$

$$\begin{bmatrix} M_2 \\ M_3 \\ M_4 \end{bmatrix} = -0.6213 \begin{bmatrix} 2.475 & -5.3 & 2.475 & 0.1167 & 0.0291 \\ 0.1167 & 2.475 & -5.3 & 2.475 & 0.1167 \\ 0.0291 & 0.1167 & 2.475 & -5.3 & 2.475 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} Q_1 \\ Q_2 \\ Q_3 \\ Q_4 \\ Q_5 \end{bmatrix}$$

والمصفوفة السابقة عبارة عن ثلاث معادلات بخمس محاهيل أى يلزم معادلتين أخريتين
يمكن إيجادهما من :

$$M_5 = 0 \quad , \quad \Sigma R = 0$$

وتكون المصفوفة النهائية :

$$\begin{bmatrix} 5.694 & -5.3 & 2.475 & 0.1167 & 0.0291 \\ 6.5547 & 5.694 & -5.3 & 2.475 & 0.1167 \\ 9.686 & 6.5547 & 5.694 & -5.3 & 2.475 \\ 8 & 6 & 4 & 2 & 0 \\ 1 & 1 & 1 & 1 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} Q_1 \\ Q_2 \\ Q_3 \\ Q_4 \\ Q_5 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 566.6 \\ 1751.2 \\ 3038.8 \\ 2992 \\ 848 \end{bmatrix}$$

المصفوف الثلاث الأول من المصفوفة السابقة هم المعادلات السابقة أى العزوم M_1, M_3, M_2 أما الصف الرابع فهو العزم M_5 المساوية صفر والصف الخامس هو مجموع القوى كلها أى $\Sigma R = 0$ أو

$$Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 = 848$$

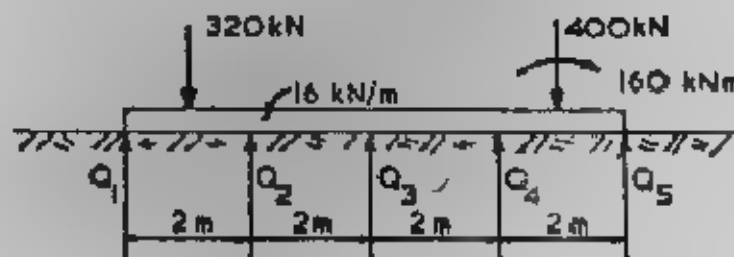
وباستخدام المصفوفة المعكوسة نحصل على :

$$\begin{bmatrix} Q_1 \\ Q_2 \\ Q_3 \\ Q_4 \\ Q_5 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.0798 & 0.0535 & 0.0192 & 0.0081 & -0.0561 \\ -0.1062 & 0.0041 & 0.0150 & 0.0583 & -0.0346 \\ -0.0079 & -0.1151 & -0.0079 & 0.1053 & 0.0332 \\ 0.0150 & 0.0041 & -0.1062 & 0.0818 & 0.2619 \\ 0.0192 & 0.0535 & 0.0798 & -0.2536 & 0.7956 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 566.6 \\ 1751.2 \\ 3038.8 \\ 2992 \\ 848 \end{bmatrix}$$

ويتم الحصول على قيم القوى Q :

$$Q_1 = 173.9; Q_2 = 137; Q_3 = 113.2; Q_4 = 159.8; Q_5 = 263.0 \text{ kN.}$$

وتكون الخطوة التالية بعد ذلك هى إيجاد العزوم والقص وتزداد دقة الحل بتقسيم الكمره إلى أقسام بعدد أكبر .



شكل (٨-٣١) : الحل بطريقة الأساس وما تحته مرئان .

ومن دراسة اقتصاديات الحلول الثلاث المذكورة سابقا لقاعدة مثقولة تبين أن طريقة الأساس العرن وما تحته بسيط المروية توفر ٢٥٪ من كميات الخرسانة و ١٥٪ من كميات الحديد المستخدمة في الطريقة التقليدية للتصميم بينما طريقة الأساس وما تحته مران فإنها توفر ٤٠٪ من كميات الخرسانة و ٢٠٪ من كميات الحديد المستخدمة في الطريقة التقليدية.

الأساسات المتغيرة في عزم القصور الذاتي Footings of Variable Inertia

الحلول السابقة تحتاج إلى أبعاد الأساس، وتوجد هذه الأبعاد أولا بطريقة الجساءة. وقد تكون بلاطة الأساس متغيرة العرض مما يجعل مقاطع الأساس متغيرة في عزم القصور الذاتي.

أ- الأساسات المتغيرة في عزم القصور الذاتي بطريقة "الأساس العرن وما تحت الأساس بسيط المروية":

هذه الطريقة صالحة أيضا للأساسات المتغيرة في عزم لقصور الذاتي وتتم بنفس الخطوات السابق ذكرها ما عدا ما عزم القصور الذاتي الذي سوف يعين لكل نقطة عقدية وبالتالي تغيير EI من نقطة إلى أخرى والمثال التالي بين خطوات الحل.

Example (8-5):

Details of a proposed reinforced concrete foundation slab are given in Fig. (8-32) The slab is of constant 125 mm thickness and the subgrade consists of sand with $\bar{k}_s = 15 \text{ MN/m}^3$, $E_s = 20000 \text{ MN/m}^2$.

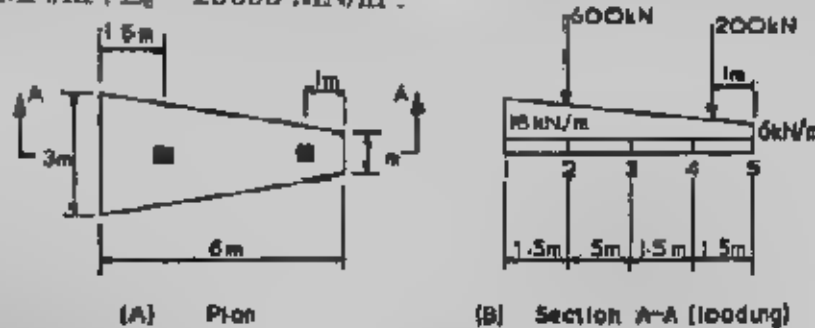


Fig. (8-32) Foundation of varying width

The loading diagram, along centre line of foundation, is as shown in Fig. (8-32) B.

For sands $\bar{k}_s = k_s$

Average width of foundation, B (for determination of k_s) = 2.0 m

$$k_s = 15 \left(\frac{2 + 0.305}{2 \times 2} \right)^2 = 5.0 \text{ MN/m}^2.$$

Divide slab into four equal sections, to give 5 nodal points (see fig. 8-32)

Nodal point	Width (m)	I (m ⁴)	EI (kNm ²)
1	3	0.0004883	9765
2	2.5	0.0004069	8138
3	2.0	0.0003255	6510
4	1.5	0.0002441	4883
5	1	0.0001628	3255

By considering Fig. (8-32) B, the reactive forces, Q at the nodal points are given by :

$$Q_1 = k_1 y_1 \times \text{area} = 5 \times 2.875 \times 1.5/2 = 10.781 y_1$$

$$Q_2 = 5 \times 2.5 \times 1.5 \times y_2 = 18.75 y_2$$

$$Q_3 = 5 \times 2 \times 1.5 \times y_3 = 15.0 y_3$$

$$Q_4 = 5 \times 1.5 \times 1.5 \times y_4 = 11.25 y_4$$

$$Q_5 = 5 \times 1.125 \times 1.5/2 \times y_5 = 4.219 y_5$$

From fig. (8-32) B the expressions for the moments at the nodal points are

$$M_1 = Q_1 \times 1.5 - 15 \times \frac{1.5^2}{2} - 3 \times \frac{1.5^2}{3} = 1.5 Q_1 - 19.125$$

$$M_2 = Q_1 \times 3 + Q_2 \times 1.5 - 600 \times 1.5 - 12 \times \frac{3^2}{2} - 6 \times 3 \\ = 3 Q_1 + 1.5 Q_2 - 972$$

$$M_3 = Q_1 \times 4.5 + Q_2 \times 3.0 + Q_3 \times 1.5 - 600 \times 3.0 - 9 \times \frac{4.5^2}{2} \\ - 9 \times \frac{4.5^2}{3}$$

$$= 4.5 Q_1 + 3 Q_2 + 1.5 Q_3 - 1951.875$$

$$M_5 = 6 Q_1 + 4.5 Q_2 + 3 Q_3 + 1.5 Q_4 - 3152$$

$$\text{Now } -M_2 = \frac{EI}{a^2} (y_1 - 2y_2 + y_3) \dots \text{etc.}$$

$$\therefore M_2 = \frac{1.5^2}{8138} (16.175 y_1 - 19.125) = - (y_1 - 2y_2 + y_3)$$

$$\text{i.e. } 1.00447 y_1 - 2 y_2 + y_3 = 0.005287 \quad (1)$$

$$M_1 = \frac{1.5^2}{6510} (32.343 y_1 + 28.125 y_2 - 972) \\ = - (y_2 - 2y_3 + y_4)$$

$$\text{i.e. } 0.011178 y_1 + 1.009721 y_2 - 2 y_3 + y_4 = 0.3359. \quad (2)$$

Similarly (for M_4):

$$0.02235 y_1 + 0.02592 y_2 + 1.010367 y_3 - 2 y_4 + y_5 = 0.899389. \quad (3)$$

The remaining two equations can be obtained from the facts that $M_4 = 0$ and $\Sigma R = 0$:

$$64.686 y_1 + 84.375 y_2 + 45 y_3 + 16.875 y_4 = 3152 \quad (4)$$

$$10.871 y_1 + 18.75 y_2 + 15 y_3 + 11.25 y_4 + 4.219 y_5 = 872. \quad (5)$$

Expressing equations (1) to (5) in matrix form gives.

$$\begin{bmatrix} 1.0045 & -2 & 1 & 0 & 0 \\ 0.0112 & 1.0097 & -2 & 1 & 0 \\ 0.0224 & 0.0259 & 1.0104 & -2 & 1 \\ 64.686 & 84.375 & 45 & 16.875 & 0 \\ 10.781 & 18.75 & 15 & 11.25 & 4.219 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} y_1 \\ y_2 \\ y_3 \\ y_4 \\ y_5 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.0053 \\ 0.3359 \\ 0.8994 \\ 3152 \\ 872 \end{bmatrix}$$

By inverting the matrix the expression becomes

$$\begin{bmatrix} y_1 \\ y_2 \\ y_3 \\ y_4 \\ y_5 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.4618 & 0.3666 & 0.1262 & 0.0132 & -0.0299 \\ -0.3203 & -0.0512 & 0.0082 & 0.0053 & -0.0019 \\ -0.1044 & -0.4707 & -0.1103 & -0.0026 & 0.0262 \\ 0.1095 & 0.1062 & -0.2304 & -0.0107 & 0.0546 \\ 0.3224 & 0.6812 & 0.6477 & -0.0193 & 0.0835 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 0.0053 \\ 0.3359 \\ 0.8994 \\ 3152 \\ 872 \end{bmatrix}$$

Leading to the values:

$$\begin{array}{ll} y_1 = 15.77 \text{ mm} & \text{Hence: } Q_1 = 170 \text{ kN} \\ y_2 = 15.04 & Q_2 = 282 \\ y_3 = 14.39 & Q_3 = 216 \\ y_4 = 13.71 & Q_4 = 154 \\ y_5 = 12.79 & Q_5 = 54 \end{array}$$

The longitudinal bending moment diagram can now be obtained and is illustrated in Fig. (8-33A).

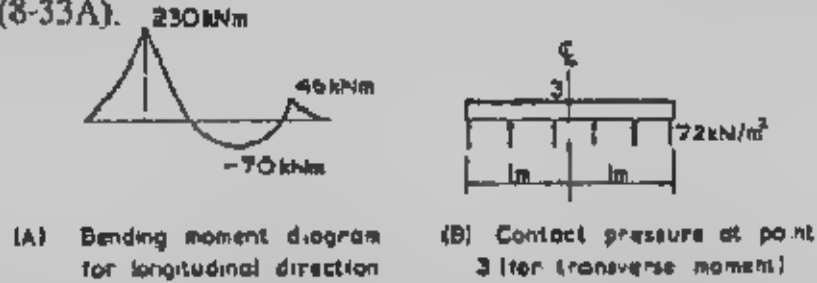


Fig. (8-33) : Foundation of varying width

As both the bending moment values and the foundation width vary, it is necessary to determine the required reinforcement at several points along the beam. For example, at nodal point 2 the total moment is 230 kNm, i.e., moment/metre width at point 2 is $230/2.5 = 92 \text{ kNm/m}$.

ولتعيين الحديد العرضي يلزم حساب للعزم العرضي عند النقط المختارة على طول الأساس. كما يمكن الحصول على q بطريقة سريعة من العلاقة $q = ky$ الموزعة بانتظام تحت البلاطة. فمثلاً العزم العرضي عند نقطة 3 هو $q_3 = 5 \times 14.4 = 72 \text{ kN/m}^2$ وهذا الضغط يؤثر على عرض الأساس 1.5 m

$$\text{Maximum transverse moment} = 72 \times 0.5 = 36 \text{ kNm}$$

كما يمكن الحصول على دقة أكبر بتقسيم الأساس إلى عدد أكبر من المقاطع.

ب- الأساسات المتغيرة في عزم القصور الذاتي بطريقة "الأساس وما تحته مرنان":

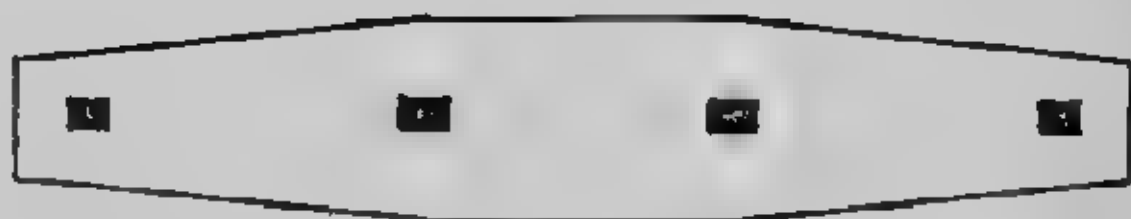
يمكن استخدام طريقة "الأساس وما تحته مرنان" في حل الأساسات المتغيرة الأبعاد

أي المتغيرة في عزم القصور الذاتي وذلك بتكنيك الفروقات المحدودة وبين الشكل (٨-٣٤) نماذجاً لتلك الأساسات.

وقد سبق ذكر الإراحة Deformation الناتجة عن حمل مركز Q تحته تحسب من

المعادلة الآتية:

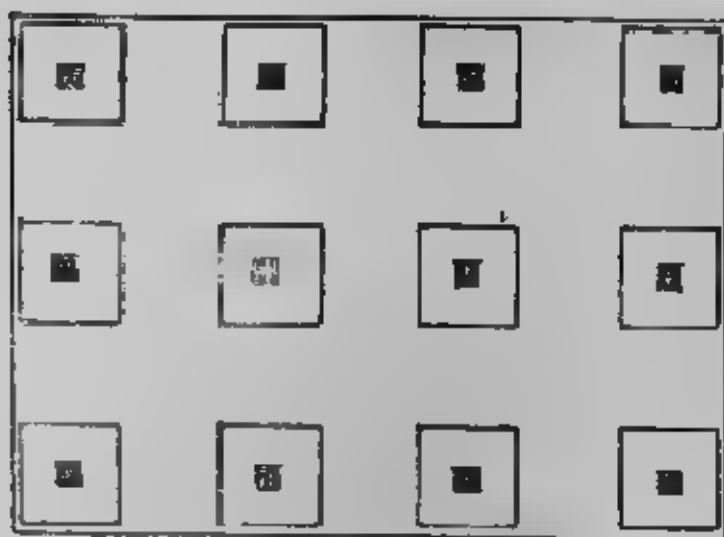
$$y_p = \frac{3QJ}{E_s \cdot B}$$



(أ) أساسات متغيرة العرض

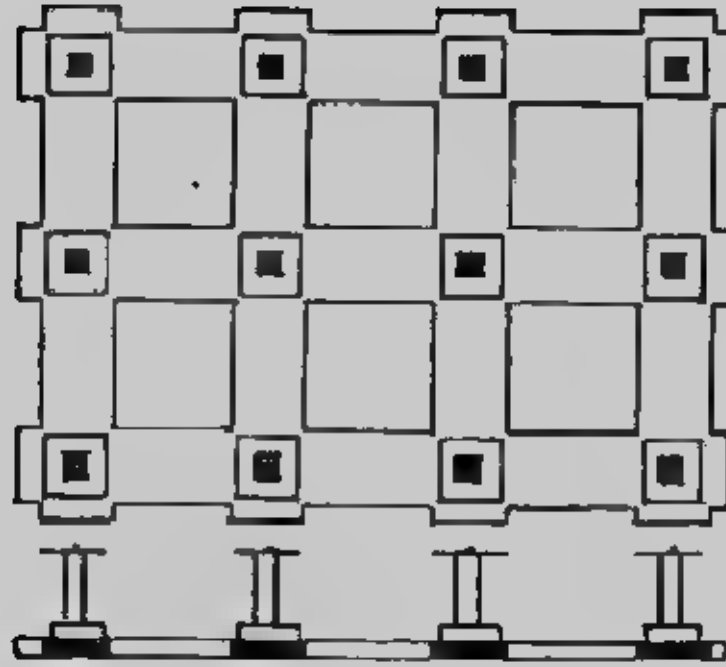


(ب) أساس متغير التخلقة (السمك)

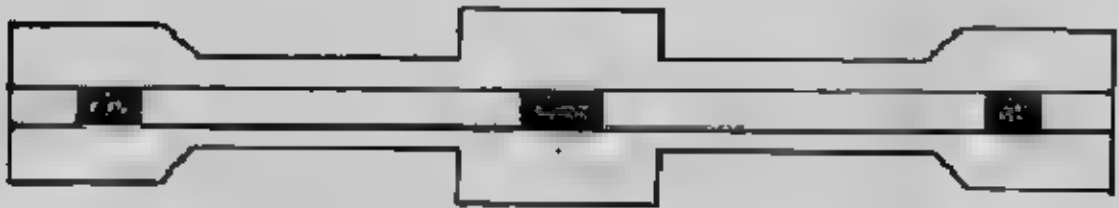


(ج) لبشة متغيرة التخلقة (السمك)

شكل (٨-٣٤) : نماذج من الأساسات المتغيرة في عزم القصور الذاتي .

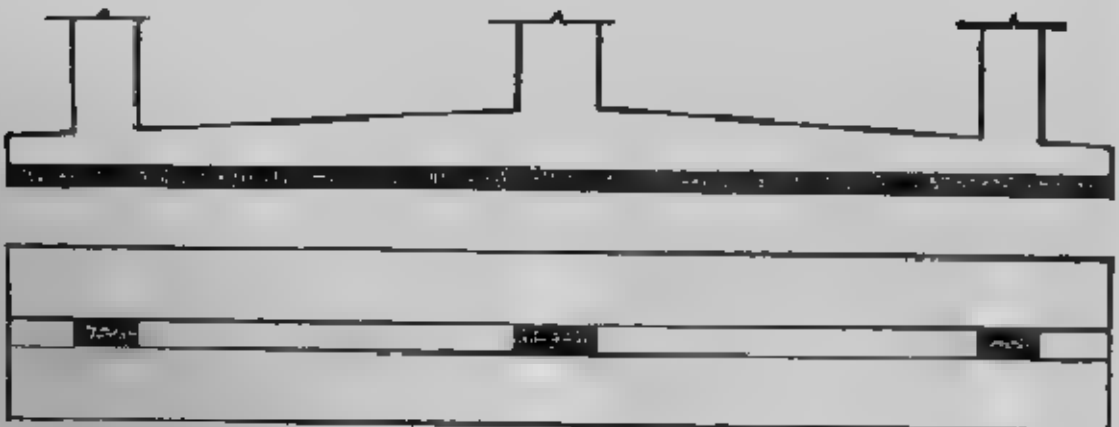


(د) أسلاك ذات الشدائد متغيرة التخلية



(هـ) أسلاك كمرى متغير العرض

(و) أسلاك كمرى متغير في تخلية الكمره .



تابع شكل (٨-٣٤)

وفي شكل (٢٣) يعتبر الأساس المشترك المتغير في العمق والعرض وطبقا لتكنيك الفروقات المحدودة فإن الأساس يقسم إلى مقاطع متساوية الطول a ويعرض متغير (على الأقل ٨ مقطع بتسع نقاط) وعزم لقصور الذاتي يجب أن يحسب عند كل نقطة. و انصفوفة التالية تبين علاقات الربط بين الهبوط y والقوة Q .

$$\begin{bmatrix} y_1 \\ y_2 \\ y_3 \\ y_4 \\ y_5 \\ \dots \\ y_n \end{bmatrix} = \frac{J}{aE_s} \begin{bmatrix} 3a/B_1 & 1 & 0.5 & 0.33 & 0.25 & \dots \\ 1 & 3a/B_2 & 1 & 0.5 & 0.33 & \dots \\ 0.5 & 1 & 3a/B_3 & 1 & 0.5 & \dots \\ 0.33 & 0.5 & 1 & 3a/B_4 & 0.5 & \dots \\ 0.25 & 0.33 & 0.5 & 1 & 3a/B_5 & \dots \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \end{bmatrix} \begin{bmatrix} Q_1 \\ Q_2 \\ Q_3 \\ Q_4 \\ Q_5 \\ \dots \\ \dots \end{bmatrix}$$

$$[y] = \frac{J}{aE_s} [A] \cdot [Q] \quad (A)$$

أما العلاقات بين M, y فهي :

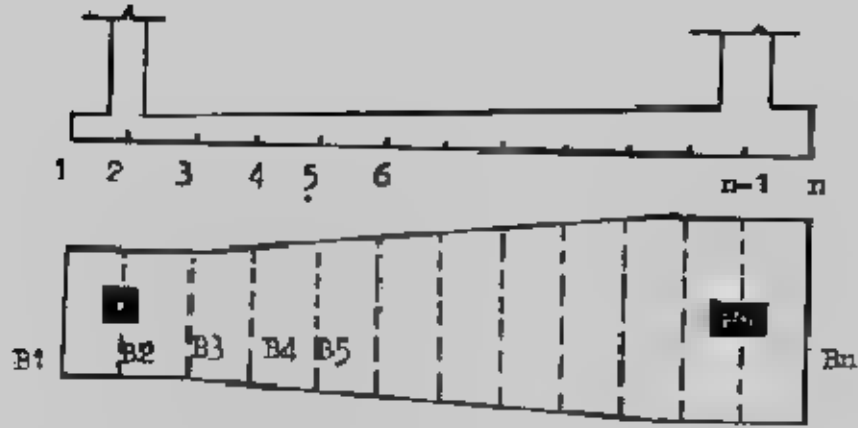
$$\begin{bmatrix} M_1/EI_1 \\ M_2/EI_2 \\ M_3/EI_3 \\ M_4/EI_4 \\ M_5/EI_5 \\ \dots \\ M_n/EI_n \end{bmatrix} = -\frac{1}{a^2} \begin{bmatrix} -2 & 1 & 0 & 0 & \dots & \dots \\ 1 & -2 & 1 & 0 & \dots & \dots \\ 0 & 1 & -2 & 1 & \dots & \dots \\ 0 & 0 & 1 & -2 & \dots & \dots \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \dots & \dots \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & -2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} y_1 \\ y_2 \\ y_3 \\ y_4 \\ y_5 \\ \dots \\ y_n \end{bmatrix}$$

$$[M/EI_n] = -1/a [B] \cdot [y] \quad (B)$$

ومن العلاقات السابقة تستنتج العلاقات بين Q, M :

$$\begin{bmatrix} M_1/EI_1 \\ M_2/EI_2 \\ M_3/EI_3 \\ M_4/EI_4 \\ M_5/EI_5 \\ \dots \\ M_n/EI_n \end{bmatrix} = -\frac{1}{a^2 E_s} \begin{bmatrix} -2 & 1 & 0 & 0 & \dots & \dots \\ 1 & -2 & 1 & 0 & \dots & \dots \\ 0 & 1 & -2 & 1 & \dots & \dots \\ 0 & 0 & 1 & -2 & \dots & \dots \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \dots & \dots \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ \dots & \dots & \dots & 1 & -2 & \dots \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 3a/B_1 & 1 & 0.5 & 0.33 & 0.25 & \dots & Q_1 \\ 1 & 3a/B_2 & 1 & 0.5 & 0.33 & \dots & Q_2 \\ 0.5 & 1 & 3a/B_3 & 1 & 0.5 & \dots & Q_3 \\ 0.33 & 0.5 & 1 & 3a/B_4 & 0.5 & \dots & Q_4 \\ 0.25 & 0.33 & 0.5 & 1 & 3a/B_5 & \dots & Q_5 \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \end{bmatrix}$$

$$[M/EI_n] = \{-J/a E_s\} \cdot [B] \cdot [A] \cdot [Q] \quad (C)$$



شكل (٨-٣٥) : أساس مشترك متغير الأبعاد .

ويمكن حساب العزوم moments بواسطة الأحمال وقوى التماس عند كل نقطة :

$$[M] = [C] \quad (D)$$

ونحصل بذلك على عدد (n-2) من المعادلات المحتوية Q أما المعادلتان المتبقيتان فيتم

الحصول عليهما من $M_n = 0$, $\sum Y = 0$ وحينئذ :

$$[C/E]_n = \{-J/a^3 E_c\} \cdot [B] \cdot [A] \cdot [Q] \quad (C)$$

والآن يمكن تعيين ضغط التماس والهبوط ، ثم تحسب قوى القص والعزم ، وبالنظر من أن هذه الطريقة تستخدم للأساسات المستمرة والمشاركة المتغيرة القصور الدائري فإنها تستخدم لبعض الأنواع الأخرى من الأساسات مثل الأساس الشبكي Grid foundation ، والأساس الكابولي Strap foundation المتغيرين في عزم القصور .

Example (8-6) :

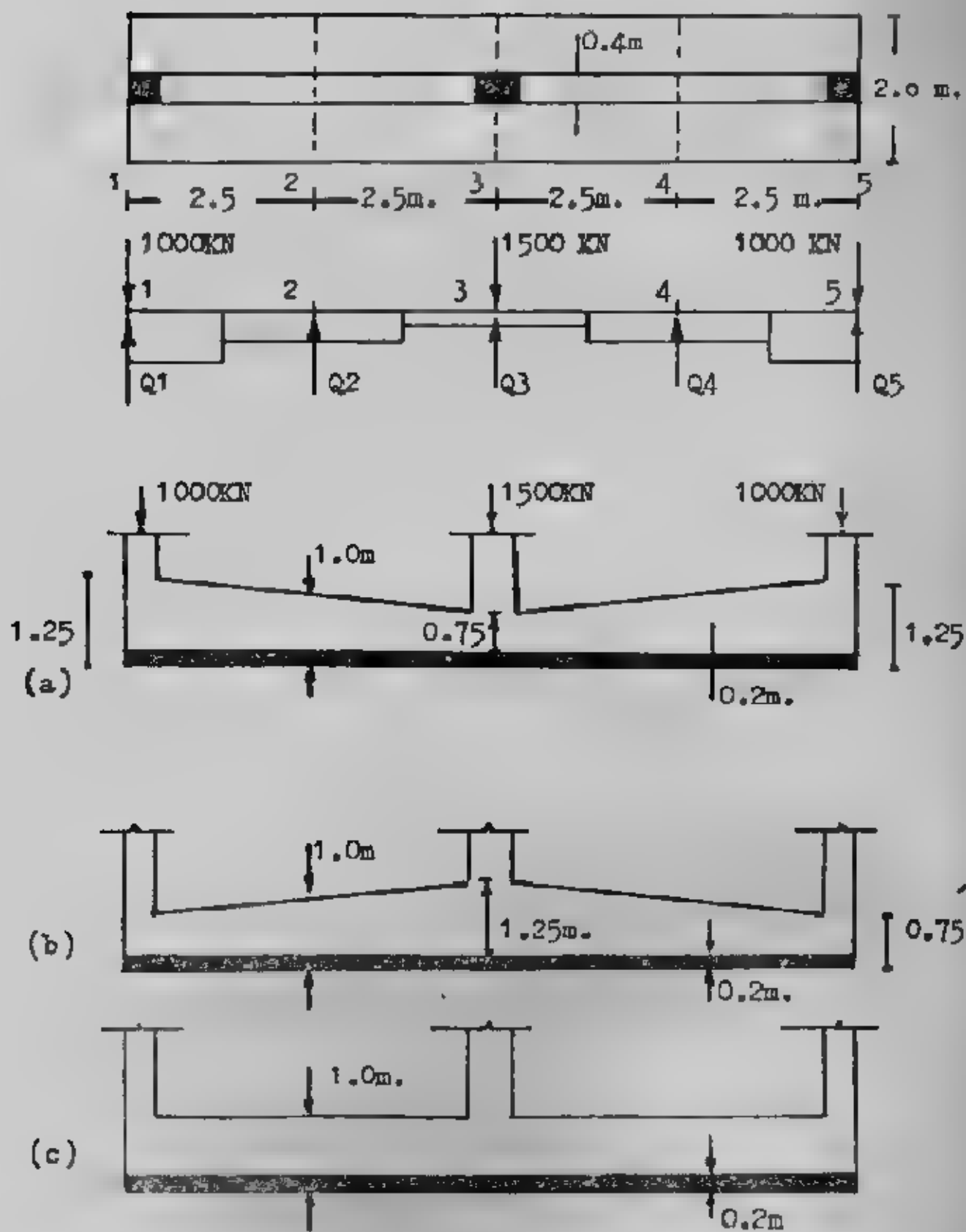
Details of a proposed reinforced concrete foundation are given in fig. (8-36)
 $E_c = 20000 \text{ MN/m}^2$, $E_s = 25 \text{ MN/m}^2$, $J = 0.305$

For illustrative purposes, the foundation will be divided into four equal sections and five nodal points, i.e. $a = 2.5 \text{ m}$, and $B = 2 \text{ m}$, fig. (8-36) the moment of inertia at nodal points are :

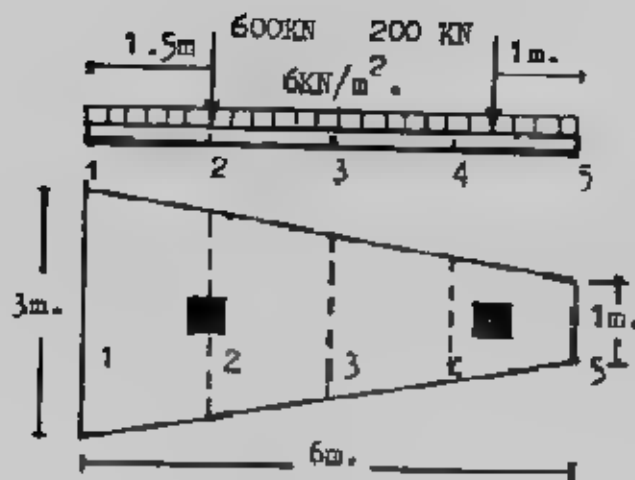
$$\begin{aligned} I_1 &= 0.115 \text{ m}^4 & EI_1 &= 2390 \times 10^3 \text{ Mnm}^2 \\ I_2 &= 0.0628 \text{ m}^4 & EI_2 &= 1256 \times 10^3 \text{ Mnm}^2 \\ I_3 &= 0.026 \text{ m}^4 & EI_3 &= 537 \times 10^3 \text{ Mnm}^2 \\ I_4 &= 0.0628 \text{ m}^4 & EI_4 &= 1256 \times 10^3 \text{ Mnm}^2 \\ I_5 &= 0.1195 \text{ m}^4 & EI_5 &= 2390 \times 10^3 \text{ Mnm}^2 \end{aligned}$$

The expressions for the moments at nodal points are :

$$\begin{aligned} M_1 &= 0 \\ M_2 &= 2.5 Q_1 - 2500 \\ M_3 &= 5 Q_1 + 2.5 Q_2 - 500 \\ M_4 &= 7.5 Q_1 + 5 Q_2 + 2.5 Q_3 - 11250 \end{aligned}$$



شكل (٨-٣) : مثال (٨-٥)، (٨-٧)



شكل (٣٧-٨) : مثال (٨-٥)

$$M5 = 0$$

The matrix expression (A) can be formed as

$$\begin{bmatrix} y1 \\ y2 \\ y3 \\ y4 \\ y5 \end{bmatrix} = \{ 0 \ 305/2 \ 5 \times 25 \times 1000 \} \begin{bmatrix} 3.75 & 1 & 0.5 & 0.33 & 0.25 \\ 1 & 3.75 & 1 & 0.5 & 0.33 \\ 0.5 & 1 & 3.75 & 1 & 0.5 \\ 0.33 & 0.5 & 1 & 3.75 & 1 \\ 0.25 & 0.33 & 0.5 & 1 & 3.75 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} Q1 \\ Q2 \\ Q3 \\ Q4 \\ Q5 \end{bmatrix}$$

M1 and M5 are both equal to zero and can be removed from the matrix expression (B) provided that the top and bottom rows of the matrix are also removed. The expression then becomes :

$$\begin{bmatrix} M2/1256 \times 1000 \\ M3/537 \times 1000 \\ M4/1256 \times 1000 \end{bmatrix} = \{ -1/2 \ 5 \times 2 \ 5 \} \begin{bmatrix} 1 & -2 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & -2 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & -2 & 1 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} y1 \\ y2 \\ y3 \\ y4 \\ y5 \end{bmatrix}$$

Hence, the expression (c) can be obtained :

$$\begin{bmatrix} M2/1256 \\ M3/537 \\ M4/1256 \end{bmatrix} - 7808 \times 1000 \begin{bmatrix} 1 & -2 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & -2 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & -2 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 3.75 & 1 & 0.5 & 0.33 & 0.25 \\ 1 & 3.75 & 1 & 0.5 & 0.33 \\ 0.5 & 1 & 3.75 & 1 & 0.5 \\ 0.33 & 0.5 & 1 & 3.75 & 1 \\ 0.25 & 0.33 & 0.5 & 1 & 3.75 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} Q1 \\ Q2 \\ Q3 \\ Q4 \\ Q5 \end{bmatrix}$$

Multiplying out this latest expression gives

$$\begin{bmatrix} M2/1256 \\ M3/537 \\ M4/1256 \end{bmatrix} = -0.0007808 \begin{bmatrix} 2.25 & -5.5 & 2.25 & 0.33 & 0.09 \\ 0.33 & 2.25 & -5.5 & 2.25 & 0.33 \\ 0.09 & 0.33 & 2.25 & -5.5 & 2.25 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} Q1 \\ Q2 \\ Q3 \\ Q4 \\ Q5 \end{bmatrix}$$

Substituting the expressions for M2, M3 and M4 three equations relating the five Q values, are obtained. The remaining required two equations are obtained from

$$M5 = 0 = 10 Q1 + 7.5 Q2 + 5 Q3 + 2.5 Q4 - 17500$$

$$\Sigma Y = 0 = Q1 + Q2 + Q3 + Q4 + Q5 - 3500$$

Then, the final expression is :

$$\begin{bmatrix} 4.702 & -5.5 & 2.25 & 0.33 & 0.09 \\ 4.054 & 4.112 & -5.5 & 2.25 & 0.33 \\ 7.445 & 5.233 & 4.702 & -5.5 & 2.25 \\ 10 & 7.5 & 5 & 2.5 & 0 \\ 1 & 1 & 1 & 1 & 1 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} Q1 \\ Q2 \\ Q3 \\ Q4 \\ Q5 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 2451.712 \\ 3724.416 \\ 11032.704 \\ 17500 \\ 3500 \end{bmatrix}$$

Leading to the values

$$Q1 = 832.1 \text{ kN}$$

$$\text{Hence : } M2 = -419.75 \text{ kNm}$$

$$Q2 = 585.9 \text{ kN}$$

$$M3 = 352.05 \text{ kNm}$$

$$Q3 = 663.9 \text{ kN}$$

$$M4 = 419.75 \text{ kNm}$$

$$Q4 = 585.9 \text{ kN}$$

$$Q5 = 832.1 \text{ kN}$$

Obviously much greater accuracy is obtained if the analysis is carried out with the foundation divided into a greater number of sections

Example (8-7):

Fig. (8-37) shows the details of concrete trapezoidal foundation. The slab is of constant 0.125m thickness and the subgrade consists of sand with $E_s = 10 \text{ MN/m}^2$, $E_c = 20000 \text{ MN/m}^2$ and $\nu = 0.2$. The contact pressures and deflections are required to be determined.

$$J = (1 - \nu^2) / \pi = 0.305$$

The slab foundation is divided to four sections to give five nodal points, $a = 1.5\text{m}$, fig. (8-37) the following data can be obtained.

Nodal point	Width (m)	I (m ⁴)	EI (kNm ²)
1	B1 = 3	I1 = 4883×10^{-7}	EI1 = 9765
2	B2 = 2.5	I2 = 4069×10^{-7}	EI2 = 8138
3	B3 = 2	I3 = 3255×10^{-7}	EI3 = 6510
4	B4 = 1.5	I4 = 2441×10^{-7}	EI4 = 4883
5	B5 = 1	I5 = 1628×10^{-7}	EI5 = 3255

By considering the loading diagram along centre line of foundation, and the reactive forces, Q at the nodal points, the expressions for the moments at the nodal points are :

$$M1 = 0$$

$$M2 = 1.5 Q1 - 19.125$$

$$M3 = 3 Q1 + 1.5 Q2 - 972$$

$$M4 = 4.5 Q1 + 3 Q2 + 1.5 Q3 - 1951.875$$

$$M5 = 0$$

The expression (4) can be formed as :

$$\begin{Bmatrix} y1 \\ y2 \\ y3 \\ y4 \\ y5 \end{Bmatrix} = \{0.305/1.5 \times 10 \times 1000\} \begin{Bmatrix} 1.50 & 1 & 0.5 & 0.33 & 0.25 \\ 1 & 1.80 & 1 & 0.5 & 0.33 \\ 0.5 & 1 & 2.25 & 1 & 0.5 \\ 0.33 & 0.5 & 1 & 3.00 & 1 \\ 0.25 & 0.33 & 0.5 & 1 & 4.50 \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} Q1 \\ Q2 \\ Q3 \\ Q4 \\ Q5 \end{Bmatrix}$$

Removing M1 and M5 (M1 = M5 = 0) from the expression (5), the top and bottom rows of the matrix are also removed.

The expression then becomes :

$$\begin{Bmatrix} M2/8138 \times 1000 \\ M3/6510 \times 1000 \\ M4/4883 \times 1000 \end{Bmatrix} = \{-1/1.5 \times 1.5\} \begin{Bmatrix} 1 & -2 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & -2 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & -2 & 1 \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} y1 \\ y2 \\ y3 \\ y4 \\ y5 \end{Bmatrix}$$

The expression (6) can be obtained as :

$$\begin{Bmatrix} M2/8138 \\ M3/6510 \\ M4/4883 \end{Bmatrix} = -9037 \times 10^{-6} \begin{Bmatrix} 1 & -2 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & -2 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & -2 & 1 \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} 3.75 & 1 & 0.5 & 0.33 & 0.25 \\ 1 & 3.75 & 1 & 0.5 & 0.33 \\ 0.5 & 1 & 3.75 & 1 & 0.5 \\ 0.33 & 0.5 & 1 & 3.75 & 1 \\ 0.25 & 0.33 & 0.5 & 1 & 3.75 \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} Q1 \\ Q2 \\ Q3 \\ Q4 \\ Q5 \end{Bmatrix}$$

Multiplying out the previous expression gives

$$\begin{Bmatrix} M2/8138 \\ M3/6510 \\ M4/4883 \end{Bmatrix} = -9037 \times 10^{-6} \begin{Bmatrix} 0 & -1.6 & 0.75 & 0.33 & 0.09 \\ 0.33 & 0.30 & -2.5 & 1.50 & 0.33 \\ 0.09 & 0.33 & 0.75 & -4.0 & 3.00 \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} Q1 \\ Q2 \\ Q3 \\ Q4 \\ Q5 \end{Bmatrix}$$

By substituting the expressions for M2, M3 and M4 three equations relating the five Q values, are obtained. The remaining required two equations are obtained from M5 = 0 and $\Sigma Y = 0$ as follows :

$$M5 = 0 = 6 Q1 + 4.5 Q2 + 3 Q3 + 1.5 Q4 - 3152$$

$$\Sigma Y = 0 = Q1 + Q2 + Q3 + Q4 + Q5$$

The final expression is :

$$\begin{Bmatrix} 20408 & -1.6 & 0.75 & 0.33 & 0.09 \\ 51.35 & 25.81 & -2.5 & -1.50 & 0.33 \\ 102 & 68.357 & 34.764 & -4.0 & 3.00 \\ 6 & 4.5 & 3 & 1.5 & 0 \\ 1 & 1 & 1 & 1 & 1 \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} Q1 \\ Q2 \\ Q3 \\ Q4 \\ Q5 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 260.204 \\ 16530 \\ 44260.204 \\ 31520 \\ 872 \end{Bmatrix}$$

Leading to the values :

$$Q1 = 49.8 \text{ kN}$$

$$Q2 = 539.78 \text{ kN}, Q3 = 74.36 \text{ kN}$$

$$Q4 = 133.9 \text{ kN}$$

$$Q5 = 74.12 \text{ kN}$$

Substitution these results in expression (4) gives :

$$y1 = 14.5 \text{ mm}, y2 = 24.1 \text{ mm}, y3 = 18.33 \text{ mm}$$

$$y4 = 16.98 \text{ mm}, y5 = 14.11 \text{ mm}$$

Accuracy is increased if the beam is divided into a larger number of sections.

Example (8-8) :

Figure (8-36) shows three different reinforced concrete foundations (a), (b) and (c) respect to the moment of inertia. All these foundations are solved by using the present method for $E_s = 10 \text{ MN/m}^2$ and $E_n = 25 \text{ MN/m}^2$ $E_g = 20000 \text{ MN/m}^2$. The procedure of analysis was previously illustrated in example (8-5). The results are listed as follows

Foundation	E_s MN/m ²	Q1,Q5 kN	Q2,Q4 kN	Q3 kN	M2,M4 kNm	M3 kNm	y1,y5 mm	y2,y4 mm	y3 mm
(a)	10	852.2	530.3	734.9	-369.5	586.9	2.10	2.00	2.27
(a)	25	832.1	585.9	663.9	-419.8	352.1	2.19	2.08	2.19
(b)	10	839.3	525.0	771.29	-402.0	509.0	2.17	2.10	2.33
(b)	25	799.6	584.9	730.8	-501.0	460.3	2.12	2.09	2.12
(c)	10	841.9	526.1	764.0	-395.3	524.7	2.11	2.01	2.30
(c)	25	823.5	585.7	681.7	-441.3	381.8	2.15	2.08	2.22
(c)	*	862.5	717.5	582.5	-845.0	291.0	6.90	2.87	2.33

* Hetenyi solution, $k_s = 5000 \text{ kN/m}^3$

Comparison the tabulated results indicates :

- The bending moment distribution for foundation (b) seems much better than that obtained for foundation (a).
- The positive bending moment increases as well as the negative bending moment decreases for the increasing in the value of E_n .
- Both foundations (a) and (c), almost have the same results for a constant value of E_n .
- For foundation (c), the solution obtained in this study indicates better bending moment distribution than that obtained by the Hetenyi solution.

طريقة العناصر المحدودة لكمرة على تربة تأسيس مرنة :

Finite Element Solution of Beam on Elastic Foundation :

طريقة العناصر من اكفا الطرق لحل كمرة (أساس) على تربة تأسيس مرنة بإدخال جميع مؤثرات التربة والأساس . وعند أى نقطة عنقودية شكل (A- ٢٨) فإنه يمكن ربط القوى الخارجية P بالقوى السالبة P باستخدام معامل ثابت A حيث :

$$P_i = A_i F_i$$

ولمجموعة من لنقط العنقودية لأى منشأ وباستخدام المصفوفات حيث F_i و P_i مصفوفات عمودية، A مصفوفة مستطيلة (سوف نرفع من أسماء المصفوفات الأقواس []) تصبح المعادلة :

$$P = AF \quad \text{.....(a)}$$

وتربط الحركة لداخلية Internal deformation لعناصر المنشأ عند النقطة العنقودية node بحركة النقطة الخارجية External node displacement بالعلاقة :

$$e = BX$$

وحيث إن B هي المصفوفة الانتقالية للمصفوفة A أي

$$B = A^T = \text{the transpose of the matrix } A$$

$$e = A^T X \quad (b)$$

وتربط القوى الداخلية للعنصر بالإزاحات الداخلية للعنصر :

$$F = Se \quad (c)$$

والمعادلات c,b,a هي المعادلات الأساسية لطريقة العناصر المحدودة ويمكن

ربطها معاً

$$F = Se = SA^T X$$

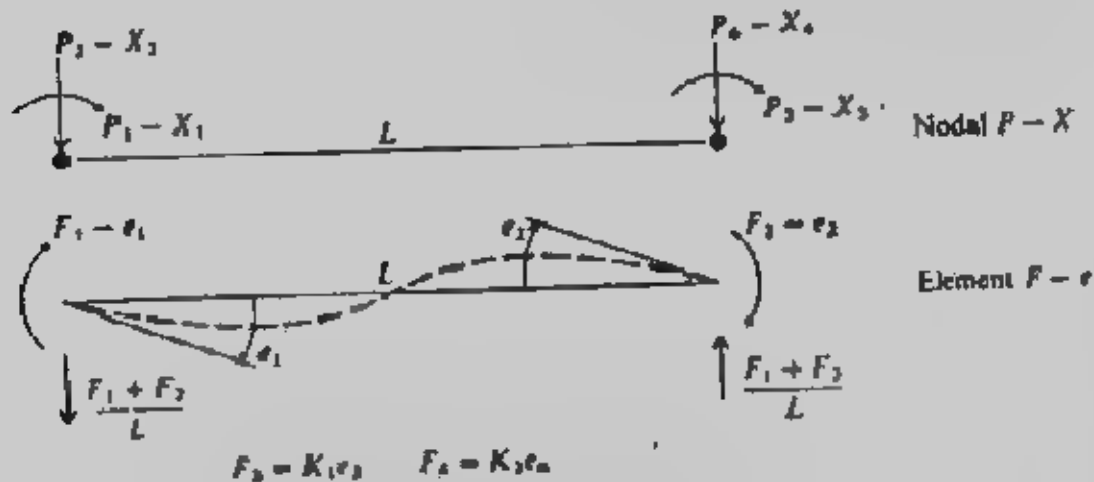
$$P = AF = ASA^T X$$

ويمكن إيجاد المجهول X باستخدام معكوس المصفوفة المربعة ASA^T

$$X = [ASA^T]^{-1} P$$

ثم بالراجع يمكن إيجاد القوى الداخلية للعنصر اللازمة للتصميم . وعلى ذلك فهذه الطريقة

تعطى بيانات التصميم وبيانات الحركة (الإزاحة) .



شكل (٨-٣٨) : قوى العنصر الداخلية وقوى النقطة الخارجية

في طريق العناصر المحدودة .

المصفوفة (A) :

بين شكل (٨-٣٨) كمرّة مرتكزة على مجموعة من اليايات ثابت K وهذه الكمرّة

عليها أحمال خارجية من العزوم المركزة في نقطة P1 إلى P6 مقابلة لدوران النقط X1 إلى

X6 وقوى خارجية رأسية P7 إلى P12 مقابل انتقال رأسي X7 إلى X12 ويلاحظ أن P يمكن

أن تكون قوى رأسية أو عزوم وX يمكن أن تكون دوران أو انتقال . والكمرّة المبينة بالشكل

مقسمة إلى خمس عناصر محدودة بست نقاط عقدية والقوى الداخلية موجودة عن كل نقطة .

ويلاحظ أن F1 إلى F10 العزوم الداخلية لنهايات العناصر ، F11 إلى F16 هي قوى اليايات

الداخلية . كذلك e1 إلى e10 هي دوران نهايات العناصر ، e11 إلى e16 هي انضغاط اليايات .

وعند نقطة ١

$$\begin{aligned}
P_1 + F_1 &= 0 \\
P_1 &= F_1 \\
P_7 - F_1/a - F_2/a + F_{11} &= 0 \\
P_7 - F_1/a + F_2/a - F_{11} &= 0
\end{aligned}$$

وعند النقطة ٢

$$P_2 = F_2 + F_3$$

ولتحقيق مجموع القوى الرأسية يساوى صفراً،

$$P_8 = -F_1/a - F_2/a + F_3/a + F_4/a - F_{12}$$

وعند نقطة ٦

$$P_6 = F_{10}$$

ومجموع القوى الرأسية

$$P_{12} = -F_9/a - F_{10}/a - F_{16}$$

ويأخذ عناصر أكثر عدداً فإن المصفوفات سوف يزيد حجمها، وحجم المصفوفة هنا يكون

$$N = \text{number of elements} = 5$$

$$P = 2N + 2 = 12 = NP$$

$$F = 3N + 1 = 16 = NF$$

وتكون المصفوفة بحجم $NP \times NF$ ، شكل (٤٠-٨)

المصفوفة B :

إذا دارت النقطة ١ بقيمة $X = 1 \text{ rad}$ فإن إزاحة التربة لا يستطيع مقاومة الدوران

وأن e_i تدور كالآتي:

$$e_1 = X_1 + X_7/a - X_8/a$$

وبالمثل :

$$e_2 = X_2 + X_7/a - X_8/a$$

$$e_3 = X_2 + X_8/a - X_9/a$$

$$e_4 = X_3 + X_8/a - X_9/a$$

والجركات deformations الداخلية للإزاحة e_{11} إلى e_{16} تكون :

$$e_{11} = -X_7$$

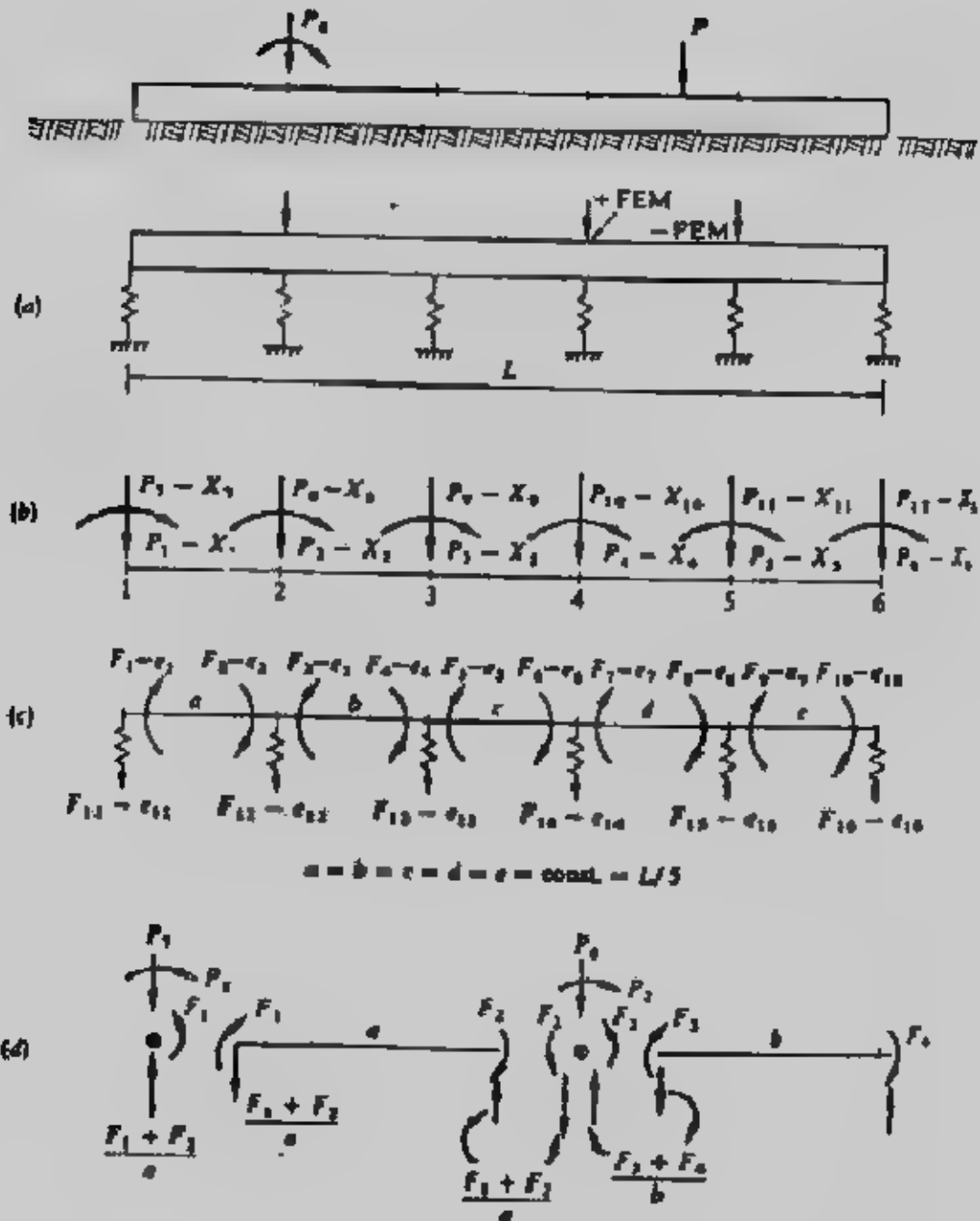
$$e_{12} = -X_8$$

.....

والمصفوفة B كاملة مبنية في شكل (٤٠-٨) مع ملاحظة أن :

$$B = A^T$$

والكمبيوتر يبرمج لتعيين (I, J) مباشرة عن $A(I, J)$



شكل (٨-٣٩) حل الكمرة على تأسيس مرن

أ - مبدأ ويتكر ب - نظام P-X

ج - نظام F-e د - تكوين المصفوفة A بين ١ ، ٢

مصفوفة S :

بالرجوع لمبدأ الكمرة المرافقة Conjugate-beam principle في شكل (٨-٤١)

$$\frac{F_1 L}{3EI} - \frac{F_2 L}{6EI} = e_1$$

$$-\frac{F_1 L}{6EI} + \frac{F_2 L}{3EI} = e_2$$

يتبين أن e_1, e_2 هما :

$A =$

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
1	1															
2		1														
3			1													
4				1												
5					1											
6						1										
7							1									
8								1								
9									1							
10										1						
11											1					
12												1				

(a)

$A^T =$

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
1	1															
2		1														
3			1													
4				1												
5					1											
6						1										
7							1									
8								1								
9									1							
10										1						
11											1					
12												1				
13													1			
14														1		
15															1	
16																1

(b)

$S =$

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
1	A	B														
2	B	A														
3			A	B												
4			B	A												
5					A	B										
6					B	A										
7							A	B								
8							B	A								
9									A	B						
10									B	A						
11											K_1					
12												K_1				
13													K_1			
14														K_1		
15															K_1	
16																K_1

(c)

F

	1	2
1	A	B
2	B	A
3	A	B
4	B	A
5	A	B
6	B	A
7	A	B
8	B	A
9	A	B
10	B	A
11	K_1	0
12	K_1	0
13	K_1	0
14	K_1	0
15	K_1	0
16	K_1	0

(d)

Segment length, $a = \text{constant}$

$$Z = \frac{1}{a}$$

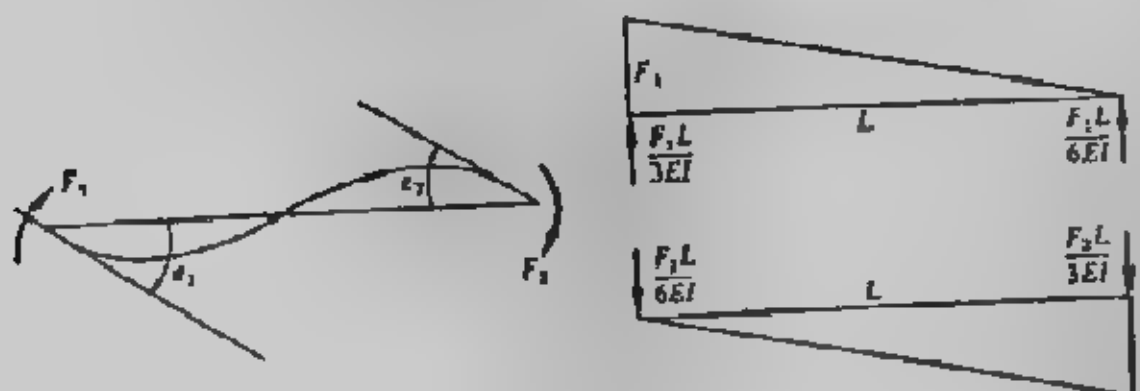
$$A = \frac{4EI}{a}$$

$$B = \frac{2EI}{a}$$

شكل (٤٠-٨) مصفوفات طريقة العناصر المحدودة

أ - المصفوفة الاستاتيكية A ب - مصفوفة الإزاحات $B = A^T$

ج - مصفوفة القساوة S د - مصفوفة S في عمودين



شكل (٤١-٨) مبدأ الكمرة المرافقة،

وبحل المعادلتين 1.1 لأولا شريحة في شكل (٨-٣٩) حيث $a = L$:

$$F_1 = \frac{4EI}{L} e_1 + \frac{2EI}{L} e_2$$

$$F_2 = \frac{2EI}{L} e_1 + \frac{4EI}{L} e_2$$

وبالمثل

$$F_3 = \frac{4EI}{b} e_3 + \frac{2EI}{b} e_4$$

$$F_4 = \frac{2EI}{b} e_3 + \frac{4EI}{b} e_4$$

.....

والقوة F_{11} تكون

$$F_{11} = K_1 e_{11}$$

حيث الرمز K يستخدم هنا من حركة الهيا :

$$F = K\delta$$

ويعين للترية (الهاي) من معامل رد فعل التربة K_r وعرض الكمر B :

$$k_1 = aBk_r$$

$$k_2 = (a + b) / 2 Bk_r$$

$$k_3 = eBk_r$$

and if $a = b = c = e = h$,

$$k_4 = Bhk_r$$

والمصفوفة S كاملة مربعة في شكل (٨-٤٠) ويمكن كتابتها في عمودين فقط

للتخفيف عن ذاكرة الكمبيوتر .

المصفوفة P :

P_i كما هو في شكل (٨-٣٩) هي القوى أو العزوم الخارجية المؤثرة على النقط

وامتدادا للمعادلات من a إلى h نجد :

$$P_1 = F_1 + 0F_2 + 0F_3 + \dots + 0F_{16}$$

$$P_2 = 0F_1 + F_2 + F_3 + \dots + 0F_{16}$$

$$P_3 = 0F_1 + 0F_2 + 0F_3 + F_4 + F_5 + \dots + 0F_{16}$$

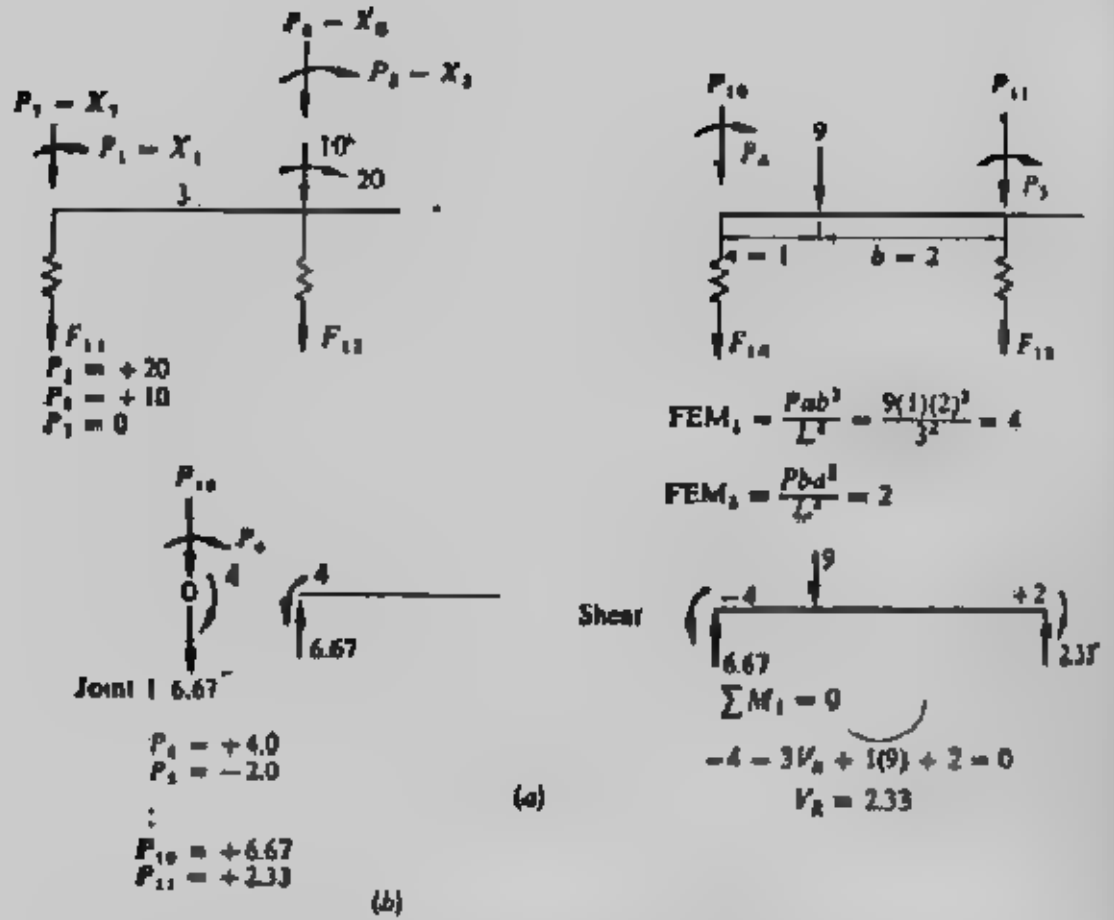
$$\dots \dots \dots$$

$$P_7 = F_7/a + F_2/a + \dots - F_{11} + \dots + 0F_{16}$$

$$\dots \dots \dots$$

$$P_{12} = 0F_1 + 0F_2 + \dots - F_9/c - F_{15}/e + \dots - F_{16}$$

وبين شكل (٨-٤٢) مثالين لحساب القوى في المصفوفة P



شكل (٨-١٢) العلاقة بين الأحمال الخارجية والمصفوفة P

- برنامج الكمبيوتر للعناصر المحدودة لكمرة على تربة تأسيس مرنة :
- خطوات حل كمرة على تربة تأسيس مرنة باستخدام العناصر المحدودة يمكن تلخيصها في الآتي، شكل (٨-٤٣)، وشكل (٨-٤٤) :
- ١- يعمل رسم لنظام الأساس من حيث $F=P$, X كما في شكل (٨-٣٩)، شكل (٨-٤٣).
 - ٢- تكوين المصفوفة A وبالتالي A^T .
 - ٣- تكوين المصفوفة S بعمودين.
 - ٤- تكوين المصفوفة SA^T وتخزينها لإيجاد :

$$ASA^T = A \times SA^T$$

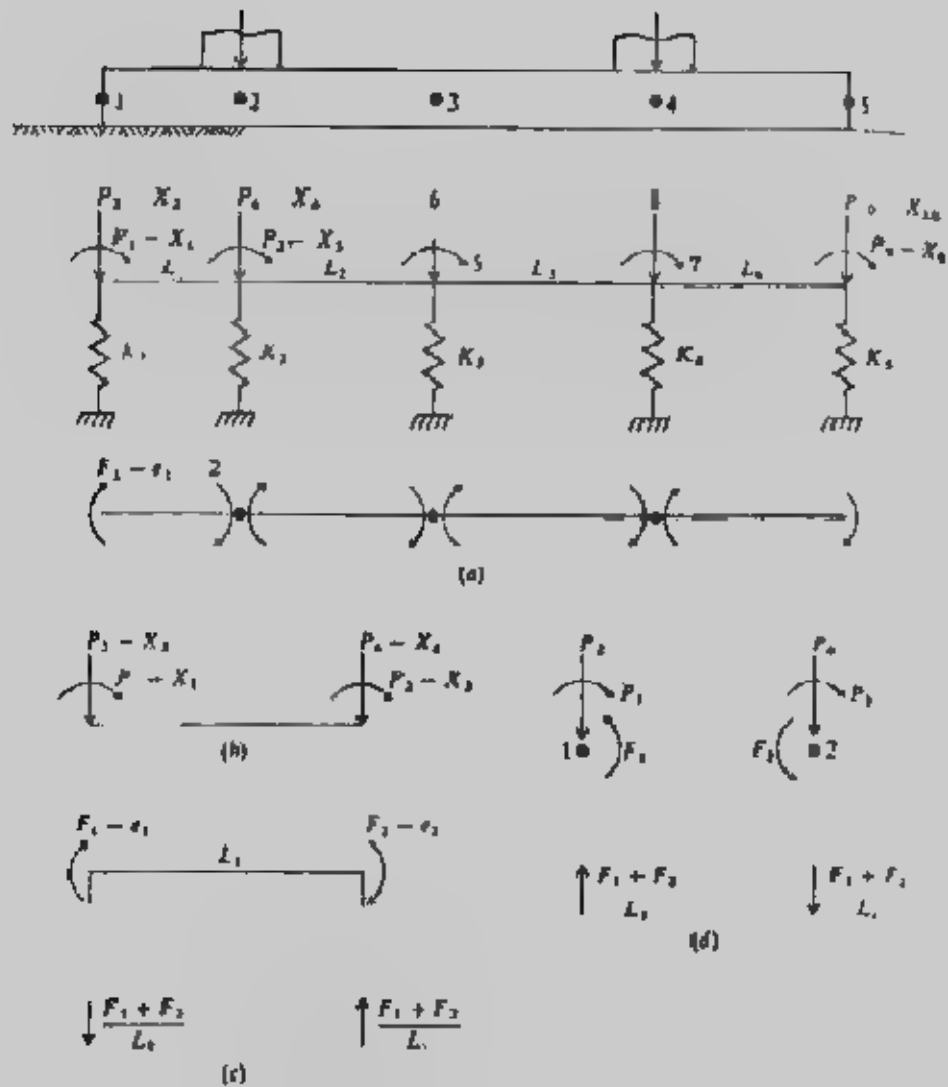
وبعد إيجاد معكوس ASA^T تحسب مصفوفة F :

$$F = SA^T \times X$$

مع ملاحظة أن مصفوفة ASA^T دائما ذات حجم $P \times P$ أو $2N + 2$ حيث N عدد شرائح الكمرة.

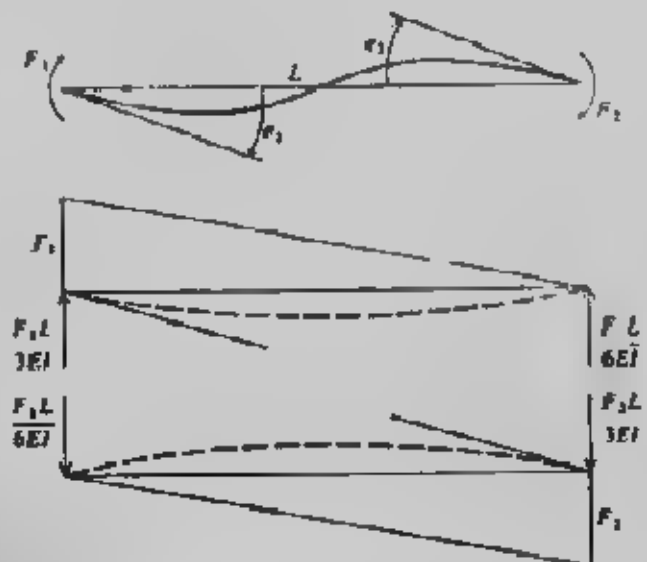
٦- حساب إزاحة النقطة العقدية X :

$$X = [ASA^T]^{-1} P$$



(a) Structure and structure broken into finite elements with global $P-X$. (b) $P-X$ of first element. (c) element forces of any (including first) element. (d) summing nodal forces.

Conjugate e-beam relationships
between end moments and beam
rotations.



شكل (٨-٤٣) : خطوات الحل بالعناصر المحدودة.

$\begin{matrix} F \\ P \end{matrix}$	1	2
1	1	0
2	$1/L$	$1/L$
3	0	1
4	$-1/L$	$-1/L$

$EA =$

$\begin{matrix} e \\ F \end{matrix}$	1	2
1	$\frac{4EI}{L}$	$\frac{2EI}{L}$
2	$\frac{2EI}{L}$	$\frac{4EI}{L}$

$ES =$

$\begin{matrix} e \\ X \end{matrix}$	1	2	3	4
1	1	$1/L$	0	$-1/L$
2	0	$1/L$	1	$-1/L$

$EA^T =$

$\begin{matrix} e \\ F \end{matrix}$	1	2
1	$\frac{4EI}{L}$	$\frac{2EI}{L}$
2	$\frac{2EI}{L}$	$\frac{4EI}{L}$

$ES =$

$ESA^T =$

$\frac{4EI}{L}$	$\frac{6EI}{L^2}$	$\frac{2EI}{L}$	$\frac{-6EI}{L^2}$
$\frac{2EI}{L}$	$\frac{6EI}{L^2}$	$\frac{4EI}{L}$	$\frac{-6EI}{L^2}$

1	0
$1/L$	$1/L$
0	1
$-1/L$	$-1/L$

$EA =$

$EASA^T =$

$\frac{4EI}{L}$	$\frac{6EI}{L^2}$	$\frac{2EI}{L}$	$\frac{-6EI}{L^2}$
$\frac{6EI}{L^2}$	$\frac{12EI}{L^3} + K_1$	$\frac{6EI}{L^2}$	$\frac{-12EI}{L^3}$
$\frac{2EI}{L}$	$\frac{6EI}{L^2}$	$\frac{4EI}{L}$	$\frac{-6EI}{L^2}$
$\frac{-6EI}{L^2}$	$\frac{-12EI}{L^3}$	$\frac{-6EI}{L^2}$	$\frac{+12EI}{L^3} + K_2$

شكل (٨-٤٤) : مصفوفات العناصر المحدودة.

مع ملاحظة أن X قد تكون دوران أو إزاحات :

٧- عمل تأكيد لعناصر الانتقال في مصفوفة X إلى الصفر أو إلى سالب أو قيم في حدود الحركة الغير خطية nonlinear deflection :

لقيم الانتقال السالبة والصغرية، لصفر خارج قيم K في مصفوفة S ،

- لقيم X لأكثر من قيم X_{max} المعينة والتي تمثل حركة التربة في المرحلة الخطية Linear يتم ضرب قيم K في المصفوفة S للحصول على القوى :

$$G_i = S_i \times X_{max}$$

٨- يتم تطبيق قوى G_i على النقاط العقدية بقوة P سالبة في مصفوفة P لإيجاد P عند النقطة :

$$P_i + G_i = PM_i$$

٩- إعادة تكوين مصفوفة S المعدلة، SA^T ، SA^T ، X ،

١٠- تكرار الخطوات ٨، ٩ حتى الوصول إلى :

نفس العدد أو أقل للنقط العقدية في الحل الجارى يكون عندها حركة deflection مساوية للصفر أو سالب أو أكبر من الناتج في الحل السابق مباشرة .

- أو تنفيذ عدد كاف من تكرار الحلول .

ولقد أعطى البرنامج التفصيلي للكمبيوتر في عديد من المراجع منها بولس ١٩٧٤ ،

١٩٨٨ كما أن البرنامج الجاهز أصبح متاحا الآن ضمن برنامج الكمبيوتر في الأسواق .

تصميم الأساسات المشتركة ككمرية على تربة مرنة بالعناصر المحدودة :

١- تصميم الأساسات ككمرية على تربة مرنة تستلزم مبدئيا تصميمها بالطريقة التقليدية Conventional (Rigid) لإيجاد السمك اللازم للقص والعرض والمساحة الملائمة لجهد التربة مسموح به وباستخدام هذه الأبعاد مع γ يتم لدخول في تصميم الأساس ككمرية على تربة مرنة بطريقة العناصر المحدودة .

عزم الانحناء للأساسات ككمرية على تربة مرنة يكون دائما أقل من الناتج من الطريقة التقليدية ولذلك فهو يحتاج إلى حديد أكثر اقتصادا .

وينصح بزيادة عزم الانحناء بقيمة لا تقل عن ١٠٪ لأن العزم المحسوب عادة ما يكون أقل من المقاس فعليا . وهذه الزيادة في العزم تستلزم زيادة طفيفة في حديد التسليح ومع ذلك يظل الحديد المستخدم في هذه الطريقة أقل من المستخدم في الطريقة التقليدية ، أما الحديد في الاتجاه العرضي فيتم حسابه كما في الطريقة التقليدية .

Example : (8-9):

Referring to Fig. (8-45) obtain a finite -element solution.

Solution :

Beam depth = 0.508 m, Beam width = 3.048m

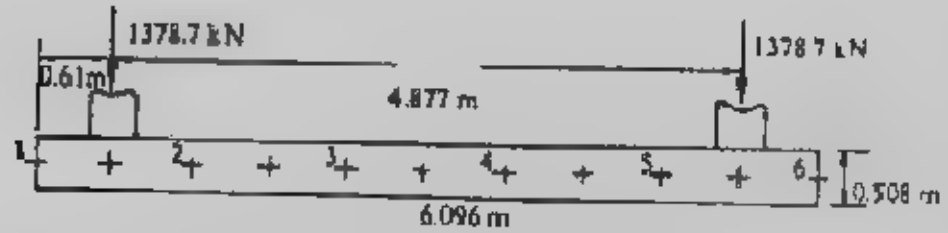
$$k_s = 7540.32 \text{ kN/m}^3$$

$$P = 1378.7 \text{ kN}$$

$$E = 22408750 \text{ kN/m}^2$$

Divisions = 10

The output results are shown in Fig (8-46) and Fig. (8-47)



شكل (٨-٤٥) : مثال (٨-٩)

Example (8-10):

Given the general footing data shown in Fig (8-48). Assume the loads are factored and as might be obtained (without end overhang) from some type of tank structure where the loads are from the walls. Take $k_s = LF \times k_s = 1.571 \times 14000 = 220000 \text{ kN/m}^3$ obtain the finite element solution

Solution :

Comments based on Fig. (8-48)

- 1- $\Sigma F_v = 0$ (3377.7 versus 3375) within computer round-off, single precision, and seven digit.
- 2- Far end of 9 and near end of 10 : $468.8 - 549 \sim 81$ versus 81 kN m applied
- 3- Far end of 12 should be 0.00 (versus 0.000).
- 4- If largest soil pressure $259.79/LF = 259.8/1.571 = 165.4 < q_a$ this footing would be satisfactory.
- 5- Largest translation = 0.01181 m = 11.8 mm (at node 1)
largest rotation = -0.000251 rad.

Selected additional output interpretation and checks are shown on Fig. (8-49)

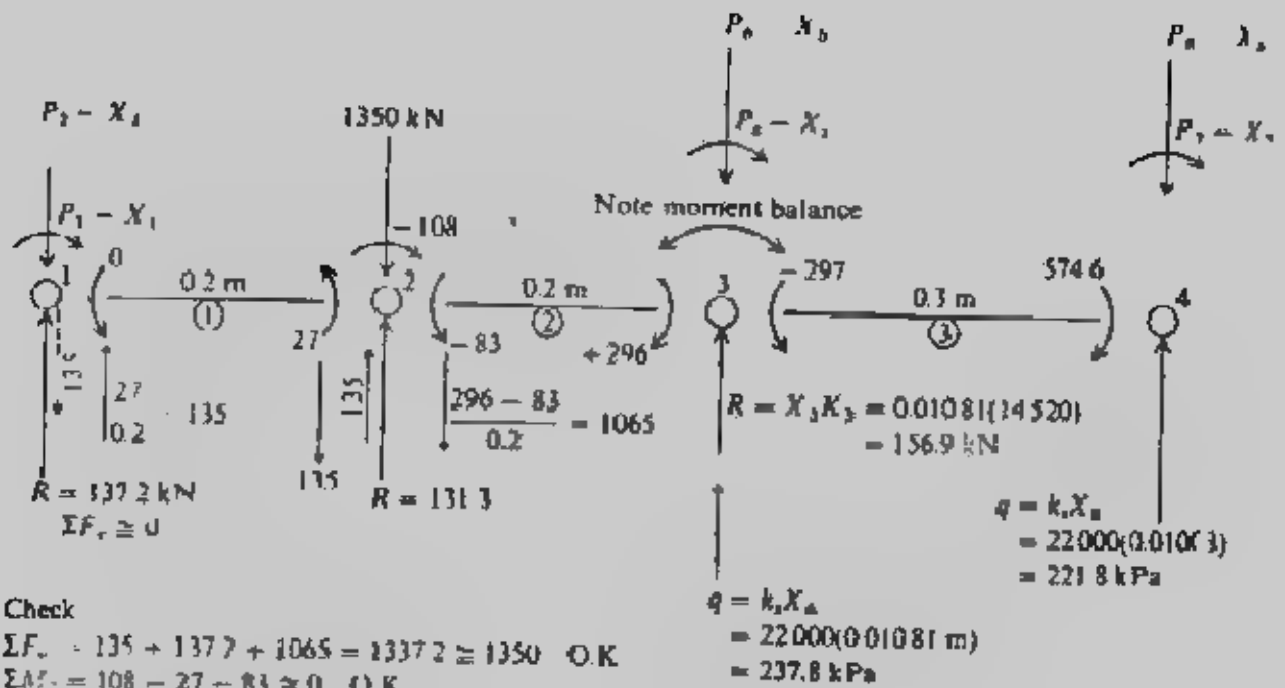
The output results are shown in Fig (8-50)

تصميم أساسات اللبشة : Mat Foundations

توجد عدة طرق لتصميم أساسات اللبشة منها :

- ١- الطرق التقريبية : وفيها تقسم اللبشة إلى شرائح طولية وعرضية وتصمم كل شريحة على أنها أساس مشترك أو مستمر ، وتستخدم هذه الطرق حينما تكون الأعمدة لها بحور وأحمال متساوية أو متقاربة وتستخدم أيضاً هذه الطرق حينما تكون اللبشة عالية الجسامة ، ولقد سبق تقديم هذه الطرق في الباب السابق .

- ٢ طريقة المرونة التقريبية Approximate Flexible Method وفي هذه الطريقة يفترض أن لتربة عبارة عن عدد غير محدود من اليايات المرنة (مبدأ وينكلر) .



Check

$$\sum F_v = 135 + 137.2 + 106.5 = 1338.7 \approx 1350 \quad \text{O.K.}$$

$$\sum M = 108 - 27 - 83 \approx 0 \quad \text{O.K.}$$

$$I = \frac{Bx^3}{12} = \frac{2.64(0.6)^3}{12} = 0.047520 \text{ m}^4 \text{—moment of inertia of any element}$$

$$\left. \begin{aligned} K_1 &= 22000 \left(\frac{0.2}{2} \right) (2.64)(2) = 11616 \text{ kN/m} \\ K_2 &= 22000(0.2)(2.64) = 11616 \text{ kN/m} \end{aligned} \right\} \text{Soil spring computations for first two nodes}$$

R = node spring force

Large numbers in SI produce round-off error using single precision

شكل (٨-٤٩): مثال (٨-١٠).

٣- طرق العناصر المميرة Discrete Element Methods : حيث تقسم اللبشة الى عناصر

وتتضمن هذه الطرق :

أ - طريقة الفروق المحدودة.

ب- طريقة العناصر المحدودة.

ج- طريقة الشبكة المحدودة.

وسوف تقدم في هذا الباب فكرة عن هذه الطرق علماً بأن هذه الطرق تستلزم العلم

لقارئ بالمصفوفات والكمبيوتر وطرق التحليل العددي.

تصميم اللبشة بطريقة المرونة التقريبية :

Design of Mat by Approximate Flexible Method :

تعتمد هذه الطريقة على مبدأ وينكلر Winkler الذي يفترض أن التربة عبارة عن

عدد غير محدد من اليايات المرنة ذات ثابت مرونة هو معامل رد فعل التربة K_r ولقد

اقترح هذه الطريقة معهد الخرسانة الأمريكي ACI • والتصميم أساسا هنا يعتمد على نظرية الأسطح Plates theory تحت حمل و حد • وإذا وجد أكثر من حمل فيستخدم مبدأ التجميع Super-position لتعيين العزم و القص والهبوط لأى نقطة • وتتلخص هذه الطريقة فى الخطوات الآتية :

١- حساب عمق اللبشة استنادا على التأثير الثنائى Two-way action للعمود لخرج (الركن أو الجانب أو الداخلى) •

٢- حساب جساءة بلاطة اللبشة : $D = \frac{E_c l^3}{12(1 - \mu_c^2)}$ (units of moment)

E_c = Young's modulus of foundation material

μ_c = poisson's ratio of foundation material

٣- حساب نصف قطر القساوة المؤثرة radius of effective stiffness

$$L = \sqrt[4]{\frac{D}{k_1}} \quad (\text{units of length})$$

لاحظ أن منطقة تأثير أى عمود هى من ٣ إلى ٤ مرات نصف القطر L •

٤- حساب العزوم المماسية والقطرية والقص والهبوط باستخدام المعادلات الآتية :

$$M_r = \frac{P}{4} \left[Z_4 + \frac{1}{x} \frac{\mu_c}{x} Z_3 \right]$$

$$M_t = \frac{P}{4} \left(\mu_c Z_4 + \frac{1 - \mu_c}{x} Z_3 \right)$$

$$\Delta H = \frac{P l^2}{8D} \quad (\text{at load})$$

$$\Delta H = \frac{P L^2}{4D} Z_3 \quad (\text{at distance } r \text{ from load})$$

$$V = -\frac{P}{4L} Z'_4$$

μ_c = Poisson's ratio for mat (use 0.15 for concrete)

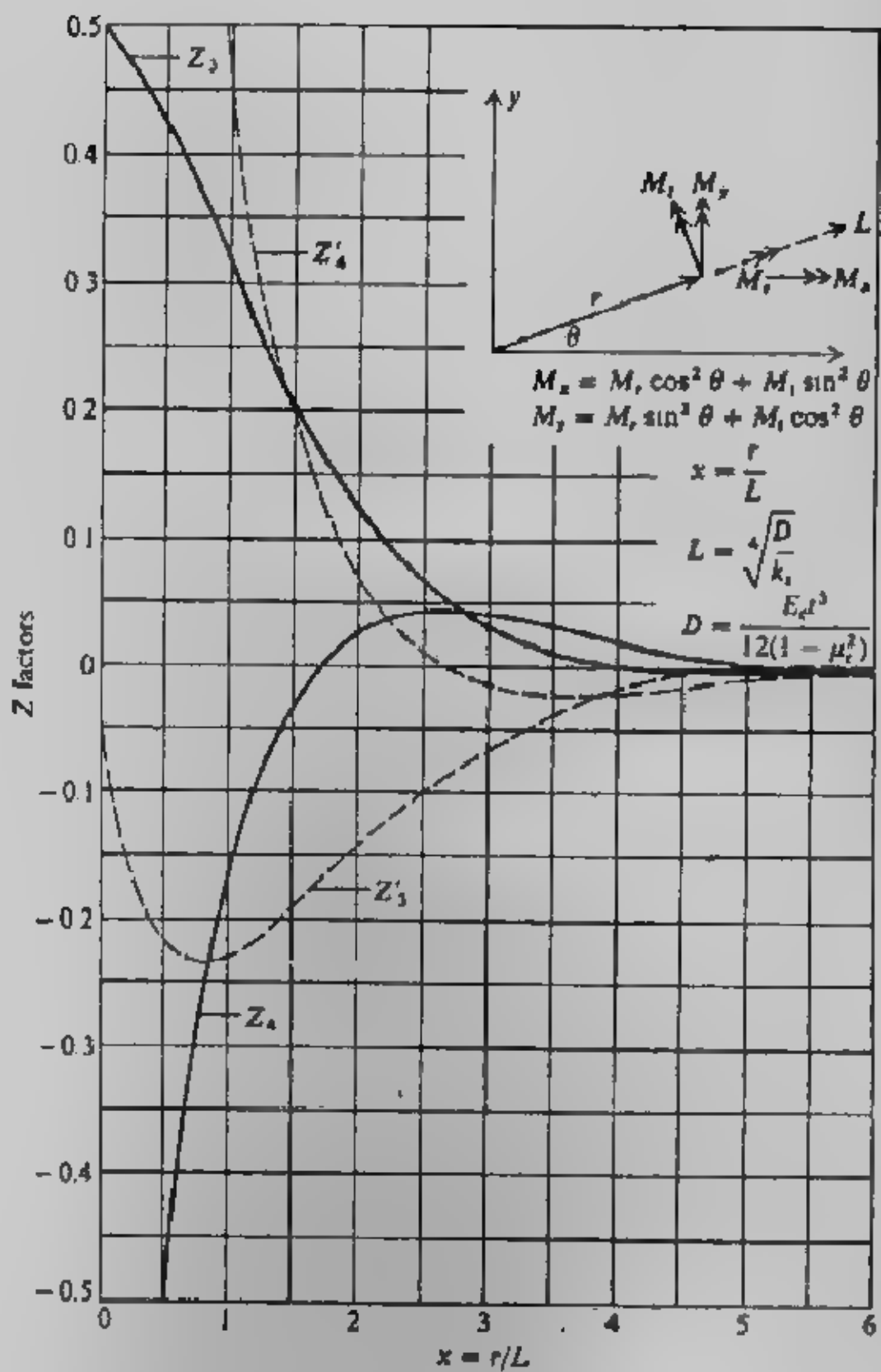
x = distance ratio r/L

Z_i = factors

M_r, M_t = radial and tangential moments per unit of width

V = shear per unit of width of plate

M_x, M_y على محاور مستطيلة يمكن حسابها كما هو مبين بشكل (٨-٥١) •



شكل (٨-٥١) : معاملات طريقة المرونة التقريبية.

• إذا كانت حافة اللبشة تقع في منطقة تأثير العمود فإن العزم ولقص على طول الحافة يعين على فتراس أن اللبشة ممتدة في هذا المكان • ويؤخذ القص والعزم عند الحافة الموازية كحمل حافة بإشارة معاكسة •

تصميم اللبشة بطريقة الفروق المحدودة :

Design of Mat by Finite Differences Method :

طريقة الفروق المحدودة لللبشة تستخدم المعادلة التفاضلية من الدرجة الرابعة بالسطح والقشريات Plates and shells •

$$\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + \frac{2\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = \frac{q}{D} + \frac{P}{D(\partial x \partial y)}$$

وبالتعويض المباشر عن y''', y'' من جدول (٨-١) وباستخدام $\partial x = \partial y = h$ نرى أن معادلة الفروق المحدودة للهبوط عند أى نقطة عقدية على اللبشة باستخدام شبكة مربعة شكل (٨-٥٢) تصبح

$$20w_o = 8(w_T + w_B + w_R + w_L) + 2(w_{TL} + w_{TR} + w_{BL} + w_{BR}) + (w_{TT} + w_{BB} + w_{LL} + w_{RR}) = \frac{qh^4}{D} + \frac{Ph^3}{D}$$

الإشارات $q + P$ تكون في الاتجاه السفلى، q تكون جهد التربة لأعلى أو حمل اللبشة لأسفل كما أن جهد التربة يرتبط بمعامل رد فعل التربة

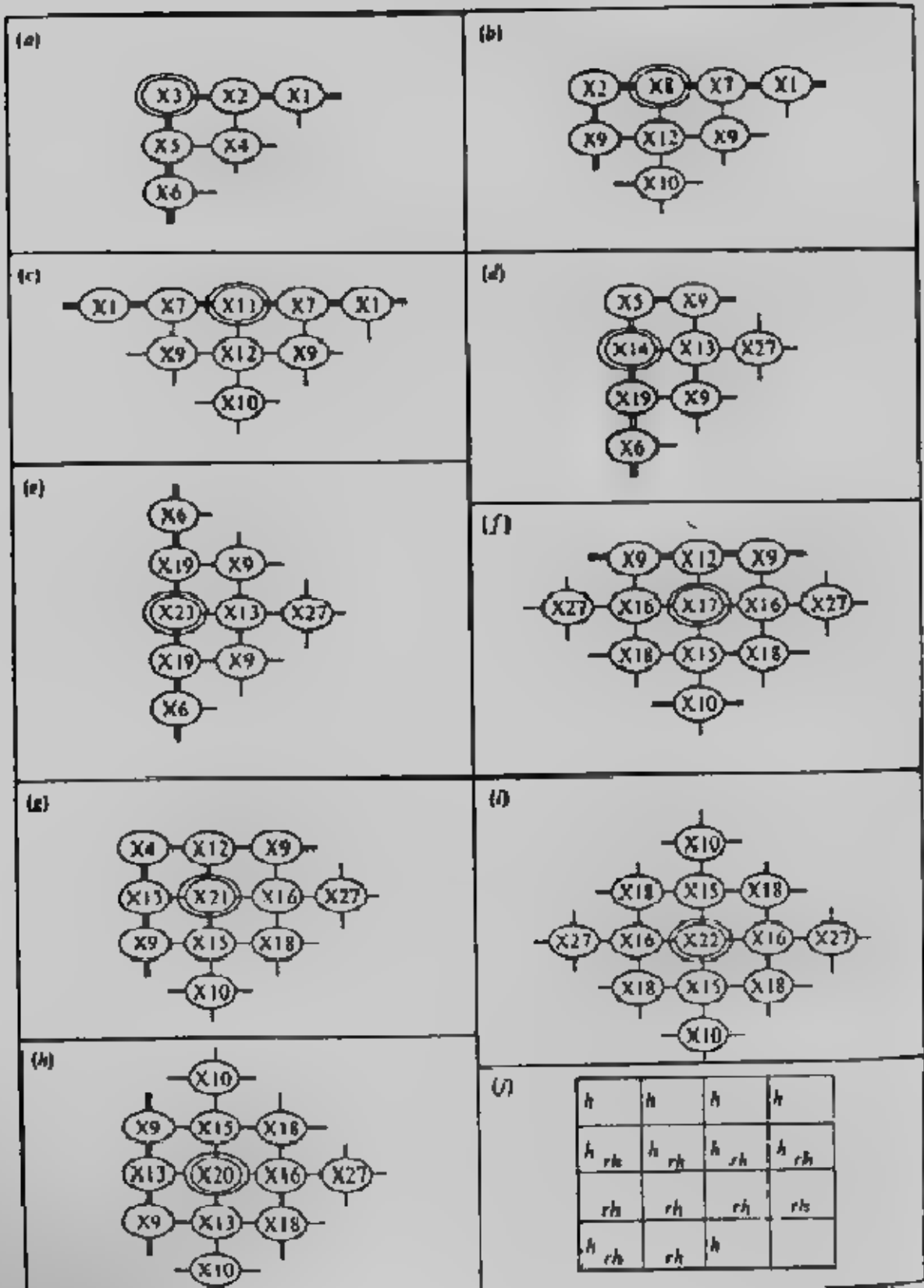
$$-q = k_s w$$

ويأخذ القيمة السابقة للهبوط ونقلها للطرف الأيسر من المعادلة الرئيسية تنتج زيادة في جز $20W$ إلى :

$$\left(20 + k_s \frac{h^4}{D}\right) w_o$$

ويجب مراعاة الوحدات فإذا كان qh^4/D بالمتر فإن الهبوط w يكون بالمتر • ويوضح شكل (٨-٥٣) تطبيق المعادلة الرئيسية السابقة •

ويحل اللبشة بشبكة مستطيلة أبعادها h ، rh كما في شكل (٨-٥٤) فإن المعادلة الرئيسية نأخذ الشكل الآتي •



شكل (٨-٥٤) : طريقة الفروق المحدودة على شبكة مستطيلة.

جدول (٨-١٠) الفروق المحدودة.

Second forward
differences

$$y''_n = \frac{-y_{n+2} + 4y_{n+1} - 3y_n}{2(\Delta x)}$$

$$y'''_n = \frac{-y_{n+3} + 6y_{n+2} - 5y_{n+1} + 2y_n}{(\Delta x)^2}$$

$$y^{(4)}_n = \frac{-3y_{n+4} + 14y_{n+3} - 24y_{n+2} + 18y_{n+1} - 5y_n}{2(\Delta x)^3}$$

$$y^{(5)}_n = \frac{-2y_{n+5} + 11y_{n+4} - 24y_{n+3} + 26y_{n+2} - 14y_{n+1} + 3y_n}{(\Delta x)^4}$$

First backward
differences

$$y'_n = \frac{y_n - y_{n-1}}{\Delta x}$$

$$y''_n = \frac{y_n - 2y_{n-1} + y_{n-2}}{(\Delta x)^2}$$

$$y'''_n = \frac{y_n - 3y_{n-1} + 3y_{n-2} - y_{n-3}}{(\Delta x)^3}$$

Second backward
differences

$$y'_n = \frac{3y_n - 4y_{n-1} + y_{n-2}}{2(\Delta x)}$$

$$y''_n = \frac{2y_n - 5y_{n-1} + 4y_{n-2} - y_{n-3}}{(\Delta x)^2}$$

$$y'''_n = \frac{5y_n - 18y_{n-1} + 24y_{n-2} - 14y_{n-3} + 3y_{n-4}}{2(\Delta x)^3}$$

First central
differences

$$y'_n = \frac{y_{n+1} - y_{n-1}}{2(\Delta x)}$$

$$y''_n = \frac{y_{n+2} - 2y_n + y_{n-2}}{(\Delta x)^2}$$

$$y'''_n = \frac{y_{n+3} - 2y_{n+1} + 2y_{n-1} - y_{n-3}}{2(\Delta x)^3}$$

$$y^{(4)}_n = \frac{y_{n+4} - 4y_{n+2} + 6y_n - 4y_{n-2} + y_{n-4}}{(\Delta x)^4}$$

Second central
differences

$$y''_n = \frac{-y_{n+2} + 8y_{n+1} - 8y_{n-1} + y_{n-2}}{12(\Delta x)}$$

$$y'''_n = \frac{-y_{n+3} + 16y_{n+1} - 30y_n + 16y_{n-1} - y_{n-3}}{12(\Delta x)^2}$$

$$y^{(4)}_n = \frac{-y_{n+4} + 8y_{n+2} - 13y_{n+1} + 13y_{n-1} - 8y_{n-2} + y_{n-4}}{8(\Delta x)^3}$$

$$y^{(5)}_n = \frac{-y_{n+5} + 12y_{n+3} - 39y_{n+1} + 56y_n - 39y_{n-1} + 12y_{n-3} - y_{n-5}}{6(\Delta x)^4}$$

First forward
differences

$$y'_n = \frac{y_{n+1} - y_n}{\Delta x}$$

$$y''_n = \frac{y_{n+2} - 2y_{n+1} + y_n}{(\Delta x)^2}$$

$$y'''_n = \frac{y_{n+3} - 3y_{n+2} + 3y_{n+1} - y_n}{(\Delta x)^3}$$

$$y^{(4)}_n = \frac{y_{n+4} - 4y_{n+3} + 6y_{n+2} - 4y_{n+1} + y_n}{(\Delta x)^4}$$

جدول (٨-١١) قيم الفروق المحدودة.

$X1 = \frac{1}{2r^4} (1 - \mu^2)$	$X2 = -\frac{1}{r^4} (1 - \mu^2) - \frac{2}{r^2} (1 - \mu)$
$X3 = \frac{1}{2r^4} (1 - \mu^2) + \frac{2}{r^2} (1 - \mu) + \frac{1}{2} (1 - \mu^2)$	$X4 = \frac{2}{r^2} (1 - \mu)$
$X5 = -\frac{2}{r^2} (1 - \mu) - (1 - \mu^2)$	$X6 = \frac{1}{2} (1 - \mu^2)$
$X7 = \frac{2}{r^4} (1 - \mu^2) - \frac{2}{r^2} (1 - \mu)$	$X8 = \frac{5}{2r^4} (1 - \mu^2) + \frac{4}{r^2} (1 - \mu) + 1.0$
$X9 = \frac{1}{r^2} (2 - \mu)$	$X10 = 1.0$
$X11 = \frac{3}{r^4} (1 - \mu^2) + \frac{4}{r^2} (1 - \mu) + 1.0$	$X12 = -\frac{2}{r^2} (2 - \mu) - 2.0$
$X13 = -\frac{2}{r^4} - \frac{2}{r^2} (2 - \mu)$	$X14 = \frac{1}{r^4} + \frac{4}{r^2} (1 - \mu) + \frac{1}{2} (1 - \mu^2)$
$X15 = -\frac{4}{r^2} - 4$	$X16 = -\frac{4}{r^4} - \frac{4}{r^2}$
$X17 = \frac{6}{r^4} + \frac{8}{r^2} + 5$	$X18 = \frac{2}{r^2}$
$X19 = -\frac{2}{r^2} (1 - \mu) - 2(1 - \mu^2)$	$X20 = \frac{5}{r^4} + \frac{8}{r^2} + 6$
$X21 = \frac{5}{r^4} + \frac{8}{r^2} + 5$	$X22 = \frac{6}{r^4} + \frac{8}{r^2} + 6$
$X23 = \frac{1}{r^4} + \frac{4}{r^2} (1 - \mu) + 3(1 - \mu^2)$	$X27 = \frac{1}{r^2}$

والقيم المبينة في شكل (٨-٥٤) يمكن استخدامها لحل أى مسألة سواء كانت الشبكة مستطيلة أو مربعة، وعلى سبيل المثال إذا أخذنا ركن من اللبشة كما هو مبين بشكل (٨-٥٥) فإنه يمكن الحصول على معادلة الفروق المحدودة للنقطة العقدية باستخدام نظام شبكة النقطة المركزية Centre-point grid system وعلاقة العزم.

$$\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \mu \frac{\partial^2 w}{\partial^2 y} = 0$$

$$\frac{\partial^3 w}{\partial x^3} + (2 - \mu) \frac{\partial^3 w}{\partial x \partial y^2} = 0$$

وعلاقة القص

والعزم والقص المتعامدين على الحافة الحرة يساويان الصفر . وإذا كانت نقطة ١٩ على النشة فإنه لا توجد مشكلة . ولكن لو كانت غير موجودة على اللبشة كما هو الحال هنا فإننا نطبق المعادلتين السابقتين ، وبمساواة العزم المتعامد على الحافة عند نقطة ١٨ بالصفر نجد :

$$\frac{1}{(rH)^3} (w_{17} - 2w_{18} + w_{19})^2 + \frac{\mu}{H^3} (w_{21} - 2w_{18} + w_{13}) = 0$$

وبحذف H^2 تتحول إلى :

$$w_{17} - 2w_{18} + w_{19} + \mu r^2 w_{21} - 2\mu r^2 w_{18} + \mu r^2 w_{13} = 0$$

وبالحل نجد Wig :

$$w_{17} = -\mu r^2 w_{13} - w_{19} + (2 + 2\mu r^2) w_{18} - \mu r^2 w_{21}$$

وبالتعويض عن هذه القيمة في قيمة الفرق عند نقطة ١٣ وتطبيق $2r^2/r^4$ نحصل على معادلة الفروق المحدودة عند نقطة ١٣ وباستخدام جدول (٨-١١) .

$$X10 = w_7 + X18 = w_7 + X15 = w_8 + X18 = w_9 + X27 = w_{11} + X16 = w_{12}$$

$$+ (X22 - 2\mu) \cdot w_{13} + X16 = w_{14} + X27 = w_{15} + 0 = w_{17}$$

$$+ (-4 + 4\mu) \cdot w_{18} + (1 - 2\mu) \cdot w_{21}$$

$$= \frac{1}{Dr^3} [PH^3 - k_s(rH)^2 \cdot w_{13}]$$

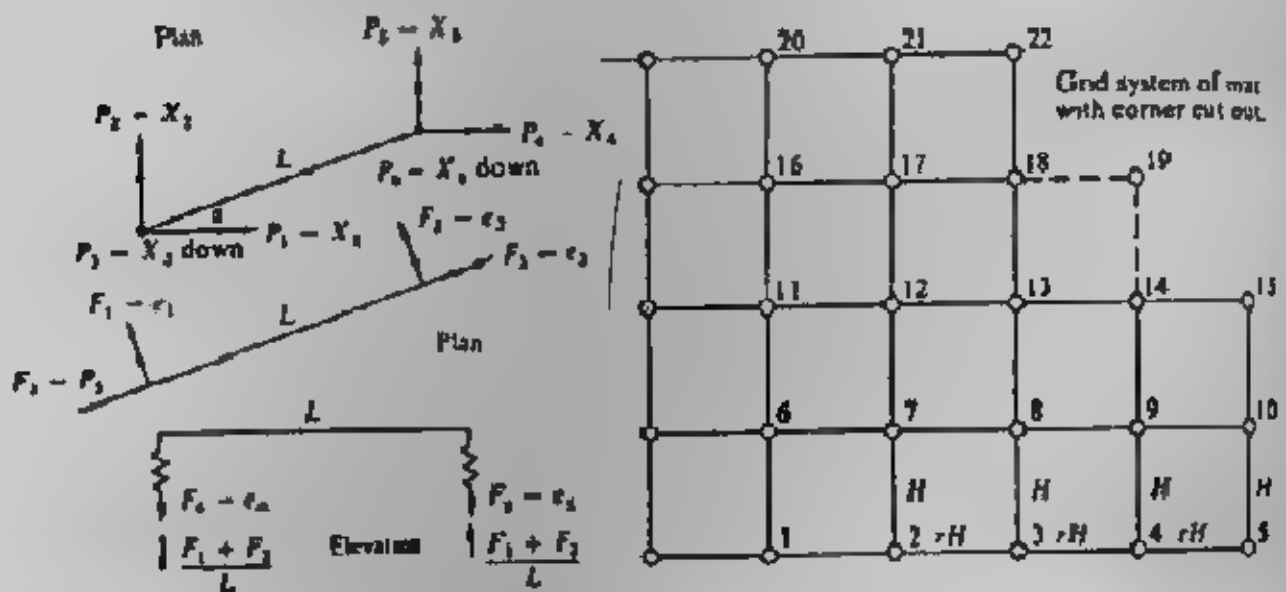
ويعيب طريقة الفروق المحدودة تلك المصفوفة الكبيرة التي يجب حلها بالكمبيوتر

والتي تأخذ وقتاً طويلاً وقد تصل المصفوفة إلى 1000×1000 . كما يعيب هذه الطريقة

أيضاً إدخال تأثير حالات الحدود وحالات تثبيت العمود، وإدخال تأثير وجود تقوُّب وغيول

بحرسانة اللبشة، كذلك صعوبة الحل بوجود عزم مركز في نقطة بل يجب توزيع العزم على

عرض اللبشة . أما مزايا هذه الطريقة فتتمثل في سهولة وسرعة التطبيق .

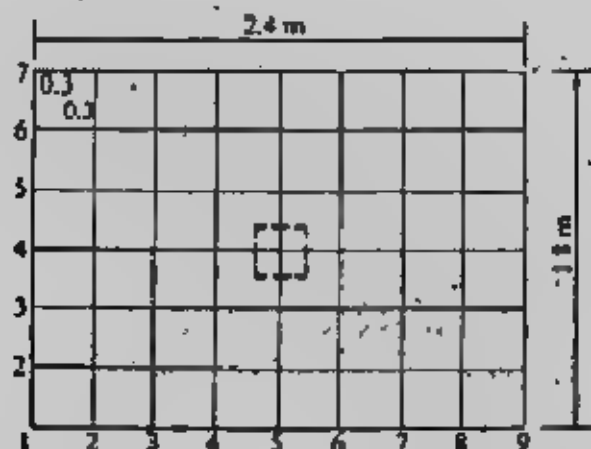


شكل (٨-٥٥) : نقطة خارج اللبشة .

Example (8-11):

Compute the bending moments of the rectangular spread footing (metric) shown in Fig (8-56) use a grid of 0.3 x 0.3 m. Take $E_c = 22,408,730 \text{ kN/sq m}$. The

allowable soil pressure is 2kg/sq cm from which one can compute $k_s = 23.936 \text{ kN/cu m}$. Concrete unit weight (γ_c) gives 23.56 kN/cu m. Poisson's ratio is taken as 0.15



شكل (٨-٥٦) : مثال (٨-١١).

Solution :

Figs. (8-57, 58, 59, 60) give the input and output of solution.

تصميم اللبشة بطريقة العناصر المحدودة :

Finite Element Method for Mat Foundation :

في طريقة العناصر المحدودة تكون الإزاحة على الشكل الآتي :

$$u = a_0 + a_1X + a_2Y + a_3X^2 + a_4XY + a_5Y^2 + a_6X^3 + a_7X^2Y + a_8XY^2 + a_9Y^3 + a_{10}X^4 + a_{11}X^3Y + a_{12}X^2Y^2 + a_{13}XY^3 + a_{14}Y^4$$

وبالنسبة للمستطيل يوجد ثلاث إزاحات عند كل ركن (node) أي ١٢ مجهول شكل

(٨-٦١).

ويقسّم اللبشة إلى أعضاء شبكية grid members بمقاومة لي وعزم . وصفات

الأعضاء الشبكية يمكن تعيينها من الأبعاد التي تحدد من موقع العضو داخل الشبكة . فمثلا

الأعضاء من ١ إلى ٣ لها عرض يعادل نصف عرض الأعضاء ٤ ، ٨ ، ١٠ ، ١١ .

وبالرجوع لشكل (٨-٣٩) الذي يوضح عنصر P-X ومخطط F يتم الحصول على

المصفوفة A والمصفوفة S :

$$A = \begin{bmatrix} 1 & -\sin \alpha & 0 & -\cos \alpha & 0 & 0 \\ 2 & +\cos \alpha & 0 & -\sin \alpha & 0 & 0 \\ 3 & +\frac{1}{L} & +\frac{1}{L} & 0 & -1.0 & 0 \\ 4 & 0 & -\sin \alpha & +\cos \alpha & 0 & 0 \\ 5 & 0 & +\cos \alpha & +\sin \alpha & 0 & 0 \\ 6 & -\frac{1}{L} & -\frac{1}{L} & 0 & 0 & -1.0 \end{bmatrix}$$

$$S = \begin{bmatrix} 1 & \frac{4E1}{L} & \frac{2E1}{L} & & & \\ 2 & \frac{2E1}{L} & \frac{4E1}{L} & & & \\ 3 & & & \frac{GJ}{L} & & \\ 4 & & & & K & \\ 5 & & & & & K \end{bmatrix}$$

MAT FOUNDATION INPUT DATA
 NO OF ROWS, N = 7 NO. OF COLS, M = 9 NO OF NON-ZERO D-VALUES = 1
 POISSONS RATIO = .150 MAT THICKNESS = 0.40 M MOD ELAS = 22408730.0 KN/50
 GRID DISPENSION = 0.30 M SOIL MODULUS = 235.00 KN/M² U M
 UNIT WT OF FTG = 23.560 KN/CU M R = 1.00000
 D = 122264. OD = 0.7361110-06

MAT DIMENSIONS ARE: X = 2.400 M Y = 1.800 M

THE FOUNDATION LOADS AND COORDS ARE

4 5 890.000
 INVERSION COUNT IEVERY 101 = 10 OF 63
 INVERSION COUNT IEVERY 101 = 20 OF 63
 INVERSION COUNT IEVERY 101 = 30 OF 63
 INVERSION COUNT IEVERY 101 = 40 OF 63
 INVERSION COUNT IEVERY 101 = 50 OF 63
 INVERSION COUNT IEVERY 101 = 60 OF 63

INCL	DDIV	THE LOAD	MATRIX & FTG WEIGHT	LOAD	MATRIX	FOOTING WT
0.000000	0.212040	33	0.000001	0.848159		
0.000000	0.424079	34	0.000001	0.848159		
0.000000	0.424079	35	0.000001	0.848159		
0.000000	0.424079	36	0.000000	0.424079		
0.000000	0.424079	37	0.000000	0.424079		
0.000000	0.424079	38	0.000001	0.848159		
0.000000	0.424079	39	0.000001	0.848159		
0.000000	0.424079	40	0.000001	0.848159		
0.000000	0.212040	41	0.000001	0.848159		
0.000000	0.424079	42	0.000001	0.848159		
0.000001	0.848159	43	0.000001	0.848159		
0.000001	0.848159	44	0.000001	0.848159		
0.000001	0.848159	45	0.000000	0.424079		
0.000001	0.848159	46	0.000000	0.424079		
0.000001	0.848159	47	0.000001	0.848159		
0.000001	0.848159	48	0.000001	0.848159		
0.000001	0.848159	49	0.000001	0.848159		
0.000000	0.424079	50	0.000001	0.848159		
0.000000	0.424079	51	0.000001	0.848159		
0.000001	0.848159	52	0.000001	0.848159		
0.000001	0.848159	53	0.000001	0.848159		
0.000001	0.848159	54	0.000000	0.424079		
0.000001	0.848159	55	0.000000	0.212040		
0.000001	0.848159	56	0.000000	0.424079		
0.000001	0.848159	57	0.000000	0.424079		
0.000001	0.848159	58	0.000000	0.424079		
0.000000	0.424079	59	0.000000	0.424079		
0.000000	0.424079	60	0.000000	0.424079		
0.000001	0.848159	61	0.000000	0.424079		
0.000001	0.848159	62	0.000000	0.424079		
0.000001	0.848159	63	0.000000	0.212040		

شكل (٨-٥٧) : مثال (٨-١١).

وبإى التربة بحسب من $k \cdot L/B/4$. كما يمكن تكوين المصفوفات ASA^T و SA^T و ASA و SA .
 بشكل (٨-٦٢) يمكن تكوين المصفوفة ASA^T لكل نقطة node ثم يتم تكوين المصفوفة ASA^T الكلية للنبة . ثم يستكمل الحل كما سبق بيانه بالنسبة للكمرات بالعناصر المحدودة .

THE BENDING MOMENTS IN SLAB ARE AS FOLLOWS

COORDS	X-AXIS	Y-AXIS	COORDS	X-AXIS	Y-AXIS
1	0.0	0.0	5	0.0	-25.6848
2	-16.2486	0.0	6	-6.8705	-28.6743
3	-42.5486	0.0	7	-35.1486	-37.3836
4	-75.1063	0.0	8	-87.5601	-46.9084
5	-94.5094	0.0	9	-157.9818	-44.4842
6	-75.1063	0.0	10	-87.5601	-46.9084
7	-42.5486	0.0	11	-35.1486	-37.3836
8	-16.2486	0.0	12	-6.8705	-28.6743
9	0.0	0.0	13	0.0	-25.6848
10	0.0	-13.2687	14	0.0	-13.2687
11	-11.4208	-11.3422	15	-11.4208	-11.3422
12	-39.3576	-11.2186	16	-39.3576	-11.2186
13	-79.6091	-7.9276	17	-79.6091	-7.9276
14	-111.5566	-1.0933	18	-111.5566	-1.0933
15	-79.6091	-7.9276	19	-79.6091	-7.9276
16	-39.3576	-11.2186	20	-39.3576	-11.2186
17	-11.4208	-11.3422	21	-11.4208	-11.3422
18	0.0	-13.2687	22	0.0	-13.2687
19	0.0	-25.6848	23	0.0	0.0
20	-6.8705	-28.6743	24	-16.2486	0.0
21	-35.1486	-37.3836	25	-42.5486	0.0
22	-87.5601	-46.9084	26	-75.1063	0.0
23	-157.9818	-44.4842	27	-94.5094	0.0
24	-87.5601	-46.9084	28	-75.1063	0.0
25	-35.1486	-37.3836	29	-42.5486	0.0
26	-6.8705	-28.6743	30	-16.2486	0.0
27	0.0	-25.6848	31	0.0	0.0
28	0.0	-13.2687	32	0.0	0.0
29	-3.0026	-40.2532			
30	-28.0423	-62.9307			
31	-84.8139	-112.2446			
32	-247.5834	-202.5515			
33	-84.8139	-112.2446			
34	-28.0423	-62.9307			
35	-3.0026	-40.2532			
36	0.0	-32.5639			

شكل (٨-٥٩) : مثال (٨-١١).

طريقة الشبكات المحدودة لللبشة :

The Finite-Grid Method for Mat Foundation

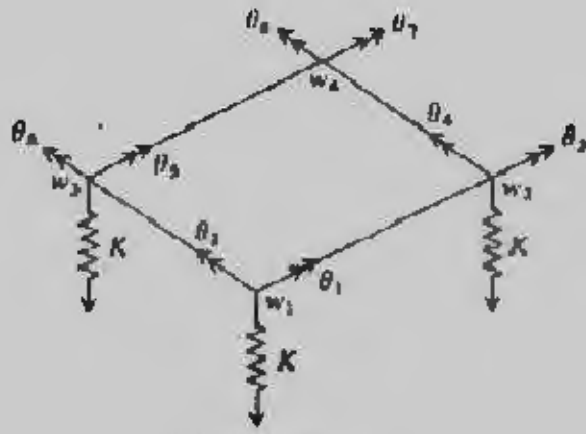
هذه الطريقة أنسب الطرق لتصميم اللبشة حيث أنها تتميز بما يلي :

- ١- من السهل تفسير نتائج عناصر العمود - الكمرات والمعرضة لعزم أولى فقط، حيث يكون العزم لوحدة العرض هو عزم النقطة العقدية مقسوماً على عرض العنصر .
- ٢- من السهل الحصول على القص في نهايات العناصر، حيث يكون القص هو مجموع العزوم عند نهايات العناصر مقسوماً على طول العنصر وعرضه ويكون هذا القص لوحدة العرض .

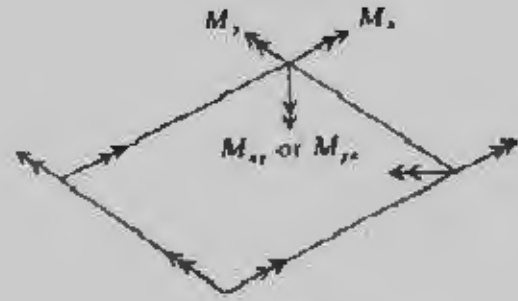
٣- من السهل إدخال عزوم الأعمدة المركزة .

٤- من السهل إدخال حالات الحدود .

- ٥- هذه الطريقة أسهل بها عمل امتداد للنقط العقدية ذات الثلاث درجات تحرر إلى نقط عقدية ذات ست درجات تحرر 6-degree of freedom أسلوب الحل بهذه الطريقة يتشابه مع طريقة العناصر المتناهية في الصغر (المحدودة) الممتدة إلى العمود - الكمرات والمستخدم للأسطح Plates وتستخدم نفس المعادلات :



(a) Displacements



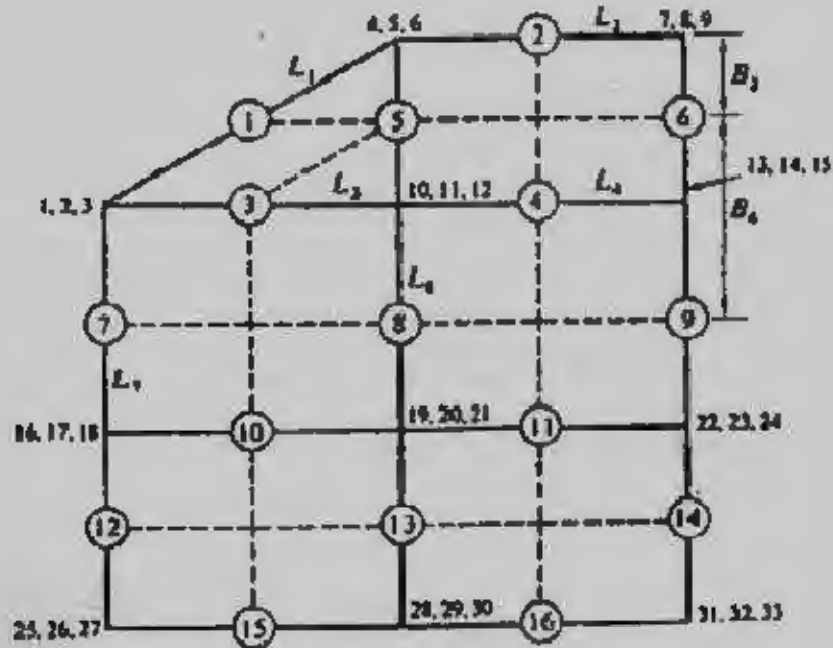
(b) Forces

شكل (٦١-٨) طريقة العناصر المحدودة باستخدام العنصر المستطيل .

$$P = AF \quad e = A^T X F \quad = Se = SA^T X$$

$$P = ASA^T X \quad \text{and} \quad X = (ASA^T)^{-1} P$$

ولكن قبل ذلك يجب تطوير مصفوفات ES, EA



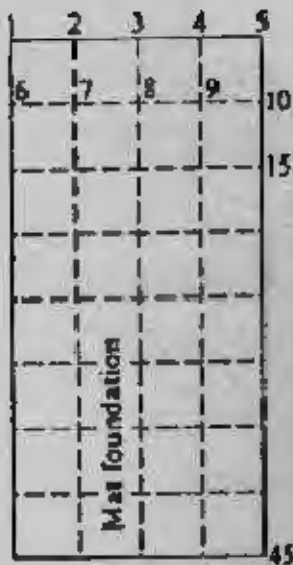
شكل (٦٢-٨) تقسيم الليشة بالأعضاء الشبكية .

بالرجوع لشكل (٦٣-٨) فإن المصفوفة EA تكون من ΣF عند كل نقطة ومثلاً عند نقطة ١

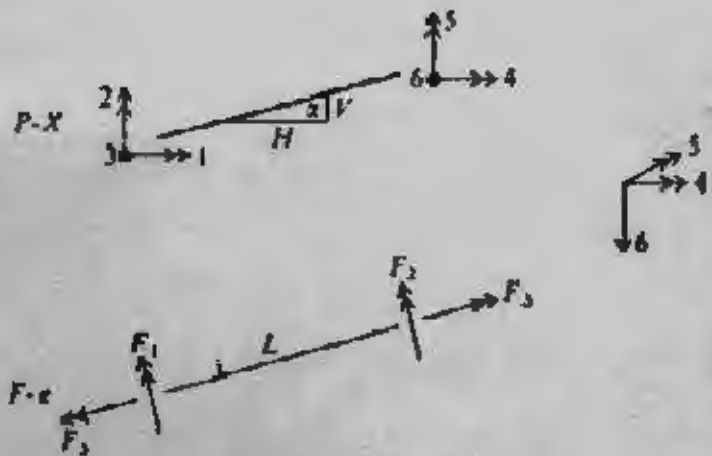
$$P_1 = F_1 \sin \alpha + OF_2 + F_3 \cos \alpha$$

$$P_2 = F_1 \cos \alpha + OF_2 + F_3 \sin \alpha$$

$$P_3 = F_1/L + F_2/L + OF_3$$



(a) Gridding



(b) P-X and F-e coding

شكل (٨-٦٣) : طريقة الشبكات المحدودة للبيشة.

وتكون المصفوفة الناتجة هي :

$P \backslash F$	1	2	3
1	$-\sin \alpha$	0	$-\cos \alpha$
2	$\cos \alpha$	0	$-\sin \alpha$
3	$\frac{1}{L}$	$\frac{1}{L}$	0
4	0	$-\sin \alpha$	$\cos \alpha$
5	0	$\cos \alpha$	$\sin \alpha$
6	$-\frac{1}{L}$	$-\frac{1}{L}$	0

EA =

وتأخذ المصفوفة ES الشكل الآتي شاملا معامل المرونة E للقوة F_3 .

$F \backslash \delta$	1	2	3
1	$\frac{4EI}{L}$	$\frac{2EI}{L}$	0
2	$\frac{2EI}{L}$	$\frac{4EI}{L}$	0
3	0	0	$\frac{6EI}{L}$

ES =

ومعامل اللي 1 يجب أن يحسب للشبكات المستطيلة ومعامل الضبط Ω يستخدم لجعل الحل أفضل

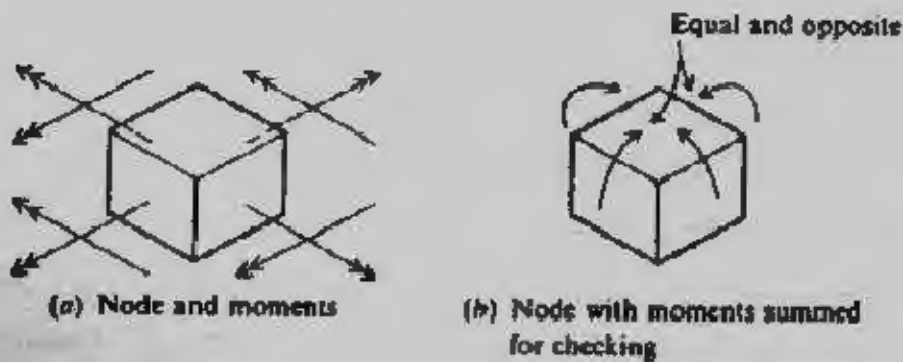
$$\Omega = 0.75L/B \leq 1.1$$

حيث L, B هما أطوال عنصر الشبكة : الطول والعرض . ومبدأ رد فعل التربة كإي عند النقط سهل تطويره حيث يكون العنصر القطري في مصفوفة القساوة هو معامل إي التربة K_i

$$(A_{ii} + K_i) X_i = P_i$$

وللأساسات المنفصلة يؤخذ $K_i = 0$ ويعاد تكون مصفوفة القساوة Stiffness matrix وتحل مرة أخرى لإيجاد الإزاحات X_i . وتتمثل خطوات الحل بهذه الطريقة بإيجاد تخانة الليشة المقاومة للقص . ومن الإزاحات من $P = (ASA^T)^{-1} P$ يمكن حل $F = SA^T X$ لكل عنصر لإيجاد قوى العنصر . وبرنامج الكمبيوتر يمكنه إخراج المصفوفات $EASA^T, ASA^T (EASA^T), SA^T (ESA^T)$ سيكون حجمها 6×6

ويكرر الحل إلى أن يصل إلى التقارب، والتقارب يعنى أن يكون عدد النقط العقدية الحالي بالتربة N_i يساوى $N_i - 1$ عدد النقط المستخدمة أو $N_i = N_i - 1$ وحينما يحدث التقارب فإن البرنامج حينئذ يحسب عزوم العنصر وقوى اللي باستخدام $F = ESA^T X$ ويجب التحقق من العزوم الناتجة عند النقط . شكل (٨-٦٤) ، كما يجب ملاحظة أنه عند أى نقطة عقدية يكون مجموع القوى الرأسية من مصفوفة P ورد فعل التربة ومجموعة قوى القص للعنصر عند النقطة مساويا للصفر .



Checking moments in output for statistics at a node.

شكل (٨-٦٤) : التحقق من العزوم عند النقطة .